UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS

INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD

PRESENTADO POR:

Br. JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL

Br. FRANCO CUEVA MONDACA

PARA OPTAR AL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ASESOR:

Dr. Ing. CARLOS FERNÁNDEZ BACA VIDAL

CUSCO-PERÚ

2026

Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco

INFORME DE SIMILITUD

(Aprobado por Resolución Nro.CU-321-2025-UNSAAC)

El que suscribe, el Asesor **Dr. Ing. CARLOS FERNANDEZ BACA VIDAL** quien aplica el software de detección de similitud al trabajo de investigación/tesis titulada: **"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"**

Presentado por: **JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL** con DNI N°: **72185382**

Presentado por: **FRANCO CUEVA MONDACA** con DNI N°: **73173683**

Para optar el título Profesional/Grado Académico de **INGENIERO CIVIL.**

Informo que el trabajo de investigación ha sido sometido a revisión por 01 veces, mediante el Software de Similitud, conforme al Art. 6° del ***Reglamento para Uso del Sistema Detección de Similitud en la UNSAAC*** y de la evaluación de originalidad se tiene un porcentaje de **7%.**

Evaluación y acciones del reporte de coincidencia para trabajos de investigación conducentes a grado académico o título profesional, tesis

Porcentaje	Evaluación y Acciones	Marque con una (X)
Del 1 al 10%	No sobrepasa el porcentaje aceptado de similitud.	X
Del 11 al 30 %	Devolver al usuario para las subsanaciones.	
Mayor a 31%	El responsable de la revisión del documento emite un informe al inmediato jerárquico, conforme al reglamento, quien a su vez eleva el informe al Vicerrectorado de Investigación para que tome las acciones correspondientes; Sin perjuicio de las sanciones administrativas que correspondan de acuerdo a Ley.	

Por tanto, en mi condición de Asesor, firmo el presente informe en señal de conformidad y adjunto las primeras páginas del reporte del Sistema de Detección de Similitud.

Cusco, 11 de junio de 2026

.....

Firma

Post firma: **Dr. Ing. Carlos Fernández Baca Vidal**

Nro. de DNI: **23873272**

ORCID del Asesor: **0000-0002-5228-8080**

Se adjunta:

1. Reporte generado por el Sistema Anti plagio.
2. Enlace del Reporte Generado por el Sistema de Detección de Similitud: **oid: 27259:599273947**

Juan Alexis Conza Berrocal Franco Cueva Mondaca

INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRA...

Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco

Detalles del documento

Identificador de la entrega
trn:oid:::27259:599273947

Fecha de entrega
11 jun 2026, 12:04 p.m. GMT-5

Fecha de descarga
11 jun 2026, 12:20 p.m. GMT-5

Nombre del archivo
INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE ....pdf

Tamaño del archivo
30.8 MB

655 páginas

183.978 palabras

865.824 caracteres

7% Similitud general

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para ca...

Filtrado desde el informe

- Bibliografía
- Texto citado
- Coincidencias menores (menos de 8 palabras)

Fuentes principales

5%	Fuentes de Internet
2%	Publicaciones
5%	Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

Marcas de integridad

N.º de alertas de integridad para revisión

Caracteres reemplazados
161 caracteres sospechosos en N.º de páginas
Las letras son intercambiadas por caracteres similares de otro alfabeto.

Texto oculto
384 caracteres sospechosos en N.º de páginas
El texto es alterado para mezclarse con el fondo blanco del documento.

Los algoritmos de nuestro sistema analizan un documento en profundidad para buscar inconsistencias que permitirían distinguirlo de una entrega normal. Si advertimos algo extraño, lo marcamos como una alerta para que pueda revisarlo.

Una marca de alerta no es necesariamente un indicador de problemas. Sin embargo, recomendamos que preste atención y la revise.

DEDICATORIA

A mi madre María Elena, por ser el mayor regalo que me ha dado la vida y mi razón de salir adelante. A mi padre Crisólogo, por ser mi guía y consejero, cuyo sacrificio me motiva profundamente. A mis hermanos Elvis, Nadia, Helen y Joel, por ser mis modelos a seguir y mis segundos padres.

Ustedes son los cimientos más fuertes de mi vida. Su apoyo incondicional, paciencia y enseñanzas me acompañaron desde que tengo memoria hasta culminar esta etapa de mi vida.

Juan Alexis Conza Berrocal

A mis padres, Germán Cueva y Guillermina Mondaca; a mi tía Alcira Mondaca y a mi abuela Augusta Rodríguez, quienes me cuidaron y formaron con amor, entrega y sacrificio.

Este primer gran logro no me pertenece solo a mí; también les pertenece a ustedes, porque en cada paso de este largo camino estuvieron presentes con su amor, apoyo, enseñanzas y confianza. Gracias por acompañarme y ayudarme a llegar hasta este momento.

Franco Cueva Mondaca

AGRADECIMIENTOS

A la Facultad de Ingeniería Civil, representada por sus docentes, cuya formación, exigencia y conocimientos fueron pilares en la concretización de mi etapa universitaria. A mi familia, por haber sido mi soporte indiscutible a lo largo de toda mi vida y formación profesional. De igual manera, a mi amigo y compañero de tesis, Franco, con quien compartimos largas jornadas de trabajo para sacar adelante este trabajo de investigación. A los señores padres de mi compañero, quienes con gran desprendimiento y hospitalidad nos abrieron las puertas de su hogar para poder instalar nuestros equipos y realizar los ensayos respectivos. Asimismo, agradezco a nuestros amigos y colegas que nos brindaron su tiempo y apoyo durante las diferentes etapas de esta investigación.

Juan Alexis Conza Berrocal

Expreso mi agradecimiento a los docentes de la Facultad de Ingeniería Civil, por la formación académica y las enseñanzas brindadas durante mi etapa universitaria. A mi familia, por su apoyo constante; de manera especial, a mi hermano Fernando y a mi novia Diana, por su disposición y colaboración durante la ejecución de los ensayos. A mis amigos, por su compañía, aliento y apoyo en distintos momentos de este proceso. A mi compañero de tesis, Alexis, por el trabajo compartido y el esfuerzo conjunto durante el desarrollo. Asimismo, agradezco al Ing. Rubén y al Ing. Braulio, por los permisos brindados, la confianza depositada y el apoyo otorgado en la etapa final de este proceso; y a todas las personas que, directa o indirectamente, contribuyeron a alcanzar este logro.

Franco Cueva Mondaca

Resumen

La presente investigación evaluó la influencia de la inserción de puntera y talón en la estabilidad global de muros de contención de gravedad, a través de modelación física a escala reducida en condición 1g. Para ello, se compararon cuatro configuraciones geométricas: muro sin puntera ni talón, muro con puntera, muro con talón y muro con puntera y talón; considerando dos tipos de suelo: cohesivo y granular. Se realizaron dos réplicas por configuración, totalizando dieciséis ensayos experimentales. La estabilidad global se analizó a partir de la sobrecarga crítica adimensional y de índices normalizados de deformación asociados al desplazamiento horizontal, asentamiento vertical y rotación del muro. Los resultados evidenciaron que la geometría de base modifica significativamente el desempeño del sistema muro–suelo, aunque su efecto depende también del tipo de suelo. En suelo cohesivo, el mejor comportamiento correspondió al muro con puntera y talón, que incrementó la sobrecarga crítica adimensional en 50.99 % respecto al muro de referencia y reducciones en los índices normalizados de deformación. En suelo granular, la configuración más eficiente fue el muro solo con talón, pues generó un incremento de 65.21 % en la sobrecarga crítica adimensional y reducciones en los índices normalizados de deformación. Se concluye que la puntera y el talón influyen en la estabilidad global, pero no generan mejoras uniformes ni automáticamente extrapolables sin verificación complementaria.

Palabras clave: Muros de contención de gravedad, Puntera y talón, Estabilidad global, Modelación física 1g, Sobrecarga crítica adimensional.

Abstract

This research evaluated the influence of incorporating a toe and heel on the global stability of gravity retaining walls through reduced-scale 1g physical modelling. For this purpose, four geometric configurations were compared: a wall without toe or heel, a wall with toe, a wall with heel, and a wall with both toe and heel, considering two soil types: cohesive and granular. Two replicates were performed for each configuration, resulting in sixteen experimental tests. Global stability was analyzed based on the dimensionless critical surcharge and normalized deformation indices associated with horizontal displacement, vertical settlement, and wall rotation. The results showed that the base geometry significantly modifies the performance of the wall–soil system, although its effect also depends on the soil type. In cohesive soil, the best performance corresponded to the wall with both toe and heel, which increased the dimensionless critical surcharge by 50.99% compared with the reference wall and reduced the normalized deformation indices. In granular soil, the most efficient configuration was the wall with heel only, since it generated a 65.21% increase in the dimensionless critical surcharge and reductions in the normalized deformation indices. It is concluded that the toe and heel influence global stability; however, their effects do not generate uniform improvements and cannot be automatically extrapolated without complementary verification.

Keywords: Gravity retaining wall, Toe and heel, Global stability, 1g physical modelling, Dimensionless critical surcharge.

Introducción

Los muros de contención constituyen elementos esenciales en obras civiles para estabilizar cortes, excavaciones y rellenos, permitiendo habilitar plataformas y controlar desniveles en infraestructura vial, urbana e industrial. Su función es resistir el empuje lateral del terreno y transferir las acciones resultantes al suelo de cimentación con niveles adecuados de seguridad frente a modos de falla como deslizamiento, volcamiento y problemas de capacidad portante. En este grupo, los muros de contención de gravedad destacan por su simplicidad constructiva y por basar su desempeño principalmente en el peso propio y la interacción con el terreno; no obstante, su respuesta depende en gran medida de la geometría de la base, el tipo de suelo y las condiciones de carga, especialmente ante sobrecargas aplicadas en el trasdós.

En la práctica profesional se construyen con frecuencia muros de gravedad que incorporan modificaciones geométricas en la base, tales como la puntera y el talón, con el propósito de mejorar su estabilidad. Estos elementos alteran la distribución de masas, el ancho efectivo de apoyo y la forma en que el sistema muro–suelo moviliza resistencias, por lo que pueden influir en la estabilidad global y en los patrones de deformación. Sin embargo, pese a su uso extendido, la influencia específica de la puntera y el talón de manera individual y combinada no siempre se encuentra suficientemente clarificada o sustentada mediante evidencia comparativa bajo condiciones controladas, lo que justifica la necesidad de investigaciones que permitan cuantificar su efecto en distintos tipos de suelo.

En ese marco, la presente investigación tiene como propósito determinar la influencia de la inserción de puntera y talón en la estabilidad global de muros de contención de gravedad, mediante un enfoque experimental y comparativo. Para ello se emplea modelación física a escala reducida en condición 1g, lo cual permite observar la interacción muro–suelo y registrar la respuesta del sistema ante incrementos de sobrecarga hasta alcanzar la condición definida como crítica. Se

evaluaron cuatro configuraciones geométricas (muro sin puntera ni talón, con puntera, con talón y con puntera y talón), considerando dos tipos de suelo (cohesivo y granular) y réplicas experimentales, registrándose desplazamientos horizontales en niveles representativos, asentamiento vertical y rotación del muro. Estas variables se procesaron para obtener índices adimensionales normalizados y la sobrecarga crítica adimensional, permitiendo comparar objetivamente el desempeño entre configuraciones y condiciones de suelo.

El documento se estructura de la siguiente manera: el Capítulo I presenta el planteamiento del problema, los objetivos, la justificación y las hipótesis; el Capítulo II desarrolla los antecedentes y el marco teórico; el Capítulo III describe la metodología y el diseño experimental; en el capítulo IV se presentan los resultados obtenidos a través de la ejecución de los ensayos experimentales realizados, organizados en tablas y gráficos para cada caso estudiado; en el capítulo V se presenta el análisis cualitativo y cuantitativo de los resultados obtenidos de cada ensayo experimental, comparando índices y comportamientos entre cada caso estudiado; en el capítulo VI se presentan las conclusiones obtenidas a partir de los resultados y el análisis realizados. Además, se presentan recomendaciones generadas durante la realización de la tesis para futuras investigaciones y estudios; en el capítulo VII se presentan los anexos de la investigación.

Índice general

Resumen ..... **i**
Abstract ..... **ii**
Introducción ..... **iii**
Índice general ..... **v**
Índice de tablas ..... **x**
Índice de figuras ..... **xvii**
Capítulo I: Planteamiento del Problema **1**
1.1. Identificación del Problema **1**
1.1.1. **Descripción del problema** **1**
1.1.2. **Formulación interrogativa del problema** **3**
1.2. Justificación e importancia de la investigación **3**
1.2.1. **Justificación por relevancia** **3**
1.2.2. **Justificación por viabilidad** **4**
1.2.3. **Justificación técnica** **5**
1.2.4. **Justificación social** **6**
1.3. Delimitación de la investigación **7**
1.4. Objetivo de la investigación **7**
1.4.1. **Objetivo general** **7**
1.4.2. **Objetivos específicos** **7**
1.5. Hipótesis **8**
1.5.1. **Hipótesis general** **8**
1.5.2. **Hipótesis específicas** **8**
1.6. Definición de Variables **9**
1.6.1. **Matriz de operacionalización de variables y matriz de consistencia** **11**
Capítulo II: Marco Teórico **13**
2.1. Antecedentes de la tesis **13**
2.1.1. **Antecedentes a nivel nacional** **13**
2.1.2. **Antecedentes a nivel internacional** **14**
2.2. Bases teóricas **16**
2.2.1. **Parámetros físico-mecánicos del suelo** **16**

2.2.2. **Muros de contención de gravedad 45**
2.2.3. **Análisis estático 54**
2.2.4. **Modelación física en fenómenos geotécnicos 80**
2.2.5. **Preparación y colocación de suelos para modelación física 94**
Capítulo III: Metodología 103
3.1. Metodología de la investigación 103
3.1.1. **Enfoque de la investigación 103**
3.1.2. **Tipo y nivel de la investigación 103**
3.1.3. **Diseño de la Investigación 105**
3.2. Población y muestra 112
3.2.1. **Población 112**
3.2.2. **Muestra 114**
3.3. Técnicas de recolección de datos 115
3.3.1. **Técnica 115**
3.3.2. **Instrumento de recolección de datos 116**
3.3.3. **Secuencia metodológica de recolección de datos 118**
3.4. Recolección de datos 119
3.4.1. **Exploración de fuentes de suelo 119**
3.4.2. **Ensayos realizados a los suelos explorados 127**
3.4.3. **Acondicionamiento de las muestras de suelo 155**
3.5. Sistema físico experimental 174
3.5.1. **Enfoque de modelado físico 1g y criterios de similitud 174**
3.5.2. **Caja de ensayos 182**
3.5.3. **Muros de concreto 199**
3.5.4. **Sistema de aplicación de la sobrecarga 218**
3.5.5. **Sistema de medición e instrumentación 230**
3.5.6. **Sistema de colocación de suelo cohesivo 239**
3.5.7. **Sistema de colocación de suelo granular 268**
3.6. Recolección y procesamiento de datos 275
3.6.1. **Procedimiento de registro de datos. 275**
3.6.2. **Formatos de registro y tratamiento de bases de datos brutas 276**

3.6.3. **Procesamiento de datos para obtención de curvas e índices 285**
3.6.4. **Construcción de los gráficos adimensionales básicos 286**
3.6.5. **Cálculo de sobrecarga crítica adimensional 288**
3.6.6. **Perfiles de deformación horizontal adimensional "Gráfico E" 289**
3.6.7. **Gráficos de evaluación de desempeño entre muros 290**
3.6.8. **Cálculo de índices normalizados de deformación 291**
Capítulo IV: Resultados 293
4.1. Organización general de los resultados 293
4.1.1. **Cálculo de ruido de sensores 294**
4.1.2. **Ruido instrumental de los sensores de distancia 300**
4.1.3. **Ruido instrumental del sensor de rotación 300**
4.2. Resultados para muros ensayados en suelo cohesivo 301
4.2.1. **Cálculo de parámetros adimensionales 301**
4.2.2. **Curvas carga – desplazamiento horizontal en z = 0.75H 307**
4.2.3. **Curvas carga – desplazamiento horizontal en z = 0.35H 312**
4.2.4. **Curvas carga – asentamiento vertical 317**
4.2.5. **Curvas carga – rotación del muro 323**
4.2.6. **Determinación de la sobrecarga crítica adimensional $\pi qcrit$ 328**
4.2.7. **Perfiles de deformación horizontal a diferentes fracciones de $\pi qcrit$ 337**
4.2.8. **Comparación entre tipos de muros 346**
4.3. Resultados para muros ensayados en suelo granular 350
4.3.1. **Cálculo de parámetros adimensionales 350**
4.3.2. **Curvas carga – desplazamiento horizontal en z = 0.75H 356**
4.3.3. **Curvas carga – desplazamiento horizontal en z = 0.35H 361**
4.3.4. **Curvas carga – asentamiento vertical 365**
4.3.5. **Curvas carga – rotación del muro 370**
4.3.6. **Determinación de la sobrecarga crítica adimensional ($\pi qcrit$) 375**
4.3.7. **Perfiles de deformación horizontal a diferentes fracciones de la carga crítica 384**
4.3.8. **Comparación entre tipos de muros 392**
Capítulo V: Análisis y Discusión de Resultados 396

5.1. Propósito del capítulo y criterios de comparación 396
***5.1.1.* Vinculación explícita con objetivos e hipótesis 396**
***5.1.2.* Criterios de comparación 397**
5.2. Comportamiento de los muros en suelo cohesivo 399
***5.2.1.* Evolución del desplazamiento horizontal en z = 0.75H 399**
***5.2.2.* Evolución del desplazamiento horizontal en z = 0.35H 403**
***5.2.3.* Evolución del asentamiento vertical 406**
***5.2.4.* Análisis de la rotación adimensional del muro 410**
***5.2.5.* Mecanismo de inestabilidad observado 413**
***5.2.6.* Síntesis de hallazgos en los ensayos realizados en suelo cohesivo 431**
5.3. Comportamiento de los muros en suelo granular 434
***5.3.1.* Evolución del desplazamiento horizontal en z = 0.75H 434**
***5.3.2.* Evolución del desplazamiento horizontal en z = 0.35H 437**
***5.3.3.* Evolución del asentamiento vertical 439**
***5.3.4.* Análisis de la rotación adimensional del muro 441**
***5.3.5.* Mecanismo de inestabilidad observado 444**
***5.3.6.* Síntesis de hallazgos en los ensayos realizados en suelo granular 462**
5.4. Análisis integrador de resultados 465
***5.4.1.* Comparación entre suelo cohesivo y granular 465**
***5.4.2.* Evaluación de hipótesis general y especificas 473**
***5.4.3.* Aporte técnico y alcance de aplicación de los resultados experimentales 478**
5.5. Discusión de resultados 482
***5.5.1.* Discusión de resultados a nivel nacional 482**
***5.5.2.* Discusión de resultados a nivel internacional 483**
5.6. Limitaciones del estudio 491
***5.6.1.* Limitaciones por modelado 1g 491**
***5.6.2.* Limitaciones por instrumentación y medición 491**
Capítulo VI: Conclusiones y Recomendaciones 493
6.1. Conclusiones 493
***6.1.1.* Conclusión general 493**
***6.1.2.* Conclusiones específicas 494**

6.1.3. **Alcance de las conclusiones 496**
6.2. Recomendaciones 498
6.2.1. **Recomendaciones derivadas de los resultados 498**
6.2.2. **Recomendaciones metodológicas para ensayos similares 499**
6.2.3. **Recomendaciones para futuras investigaciones 500**
Referencias 502
Capítulo VII: Anexos 510
Anexo A: Protocolos experimentales 510
Anexo A.1. Colocación de suelo cohesivo por el método de apisonado húmedo 510
Anexo A.2. Colocación de suelo granular mediante método de lluvia de arena 521
Anexo A.3. Colocación de muros 530
Anexo A.4. Colocación de sensores 538
Anexo A.5. Colocación de sobrecargas 544
Anexo B: Ensayos de Mecánica de Suelos 550
Anexo B.1. Ensayos en Suelo Cohesivo 550
Anexo B.2. Ensayos en Suelo Granular 560
Anexo B.3. Certificado de uso de laboratorio de mecánica de suelos y materiales 570
Anexo C: Pesos de Mayólicas usados para Sobrecargas 571
Anexo D: Fichas de Control 572
Anexo D.1. Control de humedad de cada jornal de ensayo en suelo cohesivo 572
Anexo D.2. Colocación de Arcilla por apisonado húmedo 576
Anexo D.3. Control de calidad de capas durante el colocado de arcilla 584
Anexo D.4. Colocación de Arena por Pluviación 592
Anexo E: Datos Cálculo de Ruido de Sensores 600
Anexo F: Datos de Sensores – Suelo Cohesivo 604
Anexo G: Datos de Sensores – Suelo Granular 612
Anexo H: Planos 620

Índice de tablas

Tabla 1 Cuadro de matriz de operacionalización de variables 11
Tabla 2 Cuadro de matriz de consistencia 12
Tabla 3 Caracteres para Sistema unificado de clasificación de suelo 27
Tabla 4 Clasificación de suelos mediante Sistema unificado de clasificación 29
Tabla 5 Descripción cualitativa de depósitos granulares de suelo 32
Tabla 6 Variación del factor tiempo con el grado de consolidación 44
Tabla 7 Cuadro de procedimiento para MR 74
Tabla 8 Factores de escalas 1g en laboratorio 88
Tabla 9 Masas de los especímenes de ensayo recomendadas por ASTM D4643 − 17 98
Tabla 10 Factores y niveles del diseño experimental 106
Tabla 11 Matriz del diseño experimental factorial 4 X 2 107
Tabla 12 Variables de respuesta del diseño experimental 109
Tabla 13 Variables extrañas potenciales y estrategias de control aplicadas 110
Tabla 14 Población experimental definida para la investigación 113
Tabla 15 Composición de la muestra experimental 114
Tabla 16 Instrumentos empleados para la recolección de datos experimentales 117
Tabla 17 Secuencia metodológica de recolección de datos por observación experimental 118
Tabla 18 Cálculo del Contenido de Humedad Natural del Suelo Cohesivo 128
Tabla 19 Resultados de Lavado para Granulometría de Suelo Cohesivo 129
Tabla 20 Cálculo de la Distribución Granulométrica de Suelo Cohesivo 131
Tabla 21 Resultados de Ensayo de Granulometría de Suelo Cohesivo 132
Tabla 22 Cálculo de Límite Plástico 133
Tabla 23 Cálculo de Límite Líquido 134
Tabla 24 Resultados de Ensayos de Límites de Consistencia de Suelo Cohesivo 135
Tabla 25 Resultados de Ensayos de Gravedad Específica en Suelo Cohesivo 139
Tabla 26 Densidad del Agua y Coeficiente de Temperatura para Varias Temperaturas 140
Tabla 27 Coeficientes de Temperatura para Gravedad Específica en Suelo Cohesivo 142
Tabla 28 Gravedad Específica a Temperatura Tomada y a 20°C del Suelo Cohesivo 143
Tabla 29 Resultado de Ensayo Proctor Modificado en Suelo Cohesivo 145
Tabla 30 Cálculo del Contenido de Humedad Natural 147

Tabla 31 Lavado para Granulometría de Suelo Granular.....148
Tabla 32 Cálculo de la Distribución Granulométrica de Suelo Granular.....149
Tabla 33 Cálculo de los valores D60, D30 y D10.....150
Tabla 34 Resultados de Ensayo de Granulometría de Suelo Granular.....151
Tabla 35 Resultados de Ensayos de Gravedad Específica en Suelo Granular.....153
Tabla 36 Coeficientes de Temperatura para Gravedad Específica en Suelo Granular.....153
Tabla 37 Gravedad Específica a Temperatura Tomada y a 20°C del Suelo Granular.....154
Tabla 38 Contenido de Humedad del Suelo Cohesivo Seco.....156
Tabla 39 Contenido de Humedad de Suelo Cohesivo Humedecido.....162
Tabla 40 Distribución Granulométrica Escalpada de Suelo Granular.....165
Tabla 41 Cálculo de los valores D60, D30 y D10.....166
Tabla 42 Resultados de Ensayo de Granulometría de Suelo Granular Escalpado.....167
Tabla 43 Control de Humedad de Suelo Granular Tamizado.....168
Tabla 44 Contenido de Humedad para Densidad Mínima.....171
Tabla 45 Densidad Mínima del suelo Granular.....171
Tabla 46 Relación de vacíos máxima.....172
Tabla 47 Densidad Seca Máxima.....174
Tabla 48 Cálculo de Factores de Influencia de incremento de tensión vertical.....186
Tabla 49 Cálculo de Factores de Influencia de incremento de tensión vertical.....189
Tabla 50 Tabla con dimensiones de los muros prototipo.....202
Tabla 51 Tabla con dimensiones de los muros modelo.....204
Tabla 52 Cálculo del tiempo de carga en suelo cohesivo.....229
Tabla 53 Dimensiones del Pisón Manual para Compactación.....240
Tabla 54 Dimensiones del Cilindro de Penetración.....245
Tabla 55 Secado en Horno Microondas de Suelo Cohesivo.....247
Tabla 56 Ensayo de Contenido de Humedad mediante Horno Microondas.....256
Tabla 57 Ensayo de Contenido de humedad mediante método estándar ASTM D2216.....263
Tabla 58 Ensayo de Contenido de humedad mediante método del horno microondas.....263
Tabla 59 Ensayo de Contenido de humedad mediante método del horno microondas.....265
Tabla 60 Dimensiones de Embudo Plástico para Método de Lluvia de Arena.....268
Tabla 61 Dimensiones de placa metálica para método de lluvia de arena.....269

Tabla 62 Resultados de Pruebas Piloto del Método de Lluvia de Arena 272
Tabla 63 Desviación Estándar de Lectura de Sensores en el Primer Ensayo.....299
Tabla 64 Desviación Estándar de Lectura de Sensores en el Último Ensayo 299
Tabla 65 Promedio de Desviaciones Estándar de Sensores 299
Tabla 66 Parámetros Adimensionales para Muro Tipo I en Suelo Cohesivo - Primera Corrida 301
Tabla 67 Parámetros Adimensionales para Muro Tipo I en Suelo Cohesivo - Segunda Corrida 302
Tabla 68 Parámetros Adimensionales para Muro Tipo II en Suelo Cohesivo - Primera Corrida 303
Tabla 69 Parámetros Adimensionales para Muro Tipo II en Suelo Cohesivo - Segunda Corrida 303
Tabla 70 Parámetros Adimensionales para Muro Tipo III en Suelo Cohesivo - Primera Corrida 304
Tabla 71 Parámetros Adimensionales para Muro Tipo III en Suelo Cohesivo - Segunda Corrida 304
Tabla 72 Parámetros Adimensionales para Muro Tipo IV en Suelo Cohesivo - Primera Corrida 305
Tabla 73 Parámetros Adimensionales para Muro Tipo IV en Suelo Cohesivo - Segunda Corrida 306
Tabla 74 Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi qcrit$) del muro Tipo I en suelo cohesivo – Primera Corrida 329
Tabla 75 Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi qcrit$) del muro Tipo I en suelo cohesivo – Segunda Corrida 330
Tabla 76 Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi qcrit$) del muro Tipo II en suelo cohesivo – Primera Corrida 331
Tabla 77 Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi qcrit$) del muro Tipo II en suelo cohesivo – Segunda Corrida 332
Tabla 78 Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi qcrit$) del muro Tipo III en suelo cohesivo – Primera Corrida 333
Tabla 79 Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi qcrit$) del muro Tipo III en suelo cohesivo – Segunda Corrida 334

Tabla 80 Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi qcrit$) del muro Tipo IV en suelo cohesivo – Primera Corrida 335
Tabla 81 Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi qcrit$) del muro Tipo IV en suelo cohesivo – Segunda Corrida 336
Tabla 82 Desplazamientos horizontales del muro Tipo I en suelo cohesivo – Primera Corrida 338
Tabla 83 Desplazamientos horizontales del muro Tipo I en suelo cohesivo – Segunda Corrida339
Tabla 84 Desplazamientos horizontales del muro Tipo II en suelo cohesivo – Primera Corrida 340
Tabla 85 Desplazamientos horizontales del muro Tipo II en suelo cohesivo – Segunda Corrida 341
Tabla 86 Desplazamientos horizontales del muro Tipo III en suelo cohesivo – Primera Corrida 342
Tabla 87 Desplazamientos horizontales del muro Tipo III en suelo cohesivo – Segunda Corrida 343
Tabla 88 Desplazamientos horizontales del muro Tipo IV en suelo cohesivo – Primera Corrida 344
Tabla 89 Desplazamientos horizontales del muro Tipo IV en suelo cohesivo – Segunda Corrida 345
Tabla 90 Cálculo de Parámetros Adimensionales para Muro Tipo I en suelo granular - Primera Corrida.....350
Tabla 91 Cálculo de Parámetros Adimensionales para Muro Tipo I en suelo granular - Segunda Corrida.....351
Tabla 92 Cálculo de Parámetros Adimensionales para Muro Tipo II en suelo granular - Primera Corrida.....352
Tabla 93 Cálculo de Parámetros Adimensionales para Muro Tipo II en suelo granular - Segunda Corrida.....352
Tabla 94 Cálculo de Parámetros Adimensionales para Muro Tipo III en suelo granular - Primera Corrida.....353
Tabla 95 Cálculo de Parámetros Adimensionales para Muro Tipo III en suelo granular - Segunda Corrida.....354

Tabla 96 Cálculo de Parámetros Adimensionales para Muro Tipo IV en suelo granular - Primera Corrida.....355
Tabla 97 Cálculo de Parámetros Adimensionales para Muro Tipo IV en suelo granular - Segunda Corrida.....356
Tabla 98 Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi qcrit$) del muro Tipo I en suelo granular – Primera Corrida.....375
Tabla 99 Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi qcrit$) del muro Tipo I en suelo granular – Segunda Corrida.....376
Tabla 100 Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi qcrit$) del muro Tipo II en suelo granular – Primera Corrida.....377
Tabla 101 Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi qcrit$) del muro Tipo II en suelo granular – Segunda Corrida.....378
Tabla 102 Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi qcrit$) del muro Tipo III en suelo granular – Primera Corrida.....379
Tabla 103 Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi qcrit$) del muro Tipo III en suelo granular – Segunda Corrida.....380
Tabla 104 Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi qcrit$) del muro Tipo IV en suelo granular – Primera Corrida.....381
Tabla 105 Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi qcrit$) del muro Tipo IV en suelo granular – Segunda Corrida.....383
Tabla 106 Desplazamientos horizontales del muro Tipo I en suelo granular – Primera Corrida384
Tabla 107 Desplazamientos horizontales del muro Tipo I en suelo granular – Segunda Corrida 385
Tabla 108 Desplazamientos horizontales del muro Tipo II en suelo granular – Primera Corrida 386
Tabla 109 Desplazamientos horizontales del muro Tipo II en suelo granular – Segunda Corrida 387
Tabla 110 Desplazamientos horizontales del muro Tipo III en suelo granular – Primera Corrida 388
Tabla 111 Desplazamientos horizontales del muro Tipo III en suelo granular – Segunda Corrida 389

Tabla 112 Desplazamientos horizontales del muro Tipo IV en suelo granular – Primera Corrida 390
Tabla 113 Desplazamientos horizontales del muro Tipo IV en suelo granular – Segunda Corrida 391
Tabla 114 Sobrecarga Crítica Adimensional por Tipo de Muro en Suelo Cohesivo 400
Tabla 115 Desplazamiento Horizontal Adimensional ($\pi\Delta Sz = 0.75H$) en Suelo Cohesivo 401
Tabla 116 Índices de Desplazamiento Horizontal Adimensional ($\pi\Delta Sz = 0.75H$) en suelo cohesivo.....402
Tabla 117 Desplazamiento Horizontal Adimensional ($\pi\Delta Sz = 0.35H$) por Tipo de Muro en Suelo Cohesivo.....404
Tabla 118 Índices de Desplazamiento Horizontal Adimensional ($\pi\Delta Sz = 0.35H$) en suelo cohesivo.....405
Tabla 119 Asentamiento Vertical Adimensional ($\pi\Delta S1$) en Suelo Cohesivo.....407
Tabla 120 Índice de Asentamiento Vertical Adimensional ($I\pi\Delta S1$) en Suelo Cohesivo 408
Tabla 121 Rotación Adimensional ($\pi\Delta\theta$) en Suelo Cohesivo 410
Tabla 122 Índice de Rotación Adimensional ($\pi\Delta\theta$) en Suelo Cohesivo 411
Tabla 123 Resumen de Mecanismos de Pérdida de Estabilidad por Tipo de Muro en Suelo Cohesivo.....430
Tabla 124 Resumen de desempeño en suelo cohesivo.....431
Tabla 125 Sobrecarga Crítica Adimensional por Tipo de Muro en Suelo Granular.....434
Tabla 126 Desplazamiento Horizontal Adimensional ($\pi\Delta Sz = 0.75H$) en Suelo Granular 435
Tabla 127 Índices de Desplazamiento Horizontal Adimensional ($\pi\Delta Sz = 0.75H$) en Suelo Granular.....436
Tabla 128 Desplazamiento Horizontal Adimensional ($\pi\Delta Sz = 0.35H$) por Tipo de Muro en Suelo Granular.....437
Tabla 129 Índices de Desplazamiento Horizontal Adimensional ($\pi\Delta Sz = 0.35H$) en suelo granular.....438
Tabla 130 Asentamiento Vertical Adimensional ($\pi\Delta S1$) en Suelo Granular 440
Tabla 131 Índice de Asentamiento Vertical Adimensional ($\pi\Delta S1$) en Suelo Granular.....440
Tabla 132 Rotación Adimensional ($\pi\Delta\theta$) en Suelo Granular.....442
Tabla 133 Índice de Rotación Adimensional ($\pi\Delta\theta$) en Suelo Granular 443

Tabla 134 Resumen de Mecanismos de Pérdida de Estabilidad por Tipo de Muro en Suelo Granular 461
Tabla 135 Resumen de Desempeño en Suelo Granular 462
Tabla 136 Síntesis del desempeño de cada tipo de muro según el tipo de suelo ensayado 471
Tabla 137 Síntesis de la evaluación de hipótesis 477
Tabla 138 Síntesis del aporte técnico y alcance de aplicación de los resultados experimentales 480

Índice de figuras

Figura 1 Diagrama esquemático de las fases que componen el suelo....16
Figura 2 Modelo de fricción entre cuerpos sólidos....21
Figura 3 Envolvente de falla de Mohr y criterio Mohr - Coulomb....24
Figura 4 Carta de plasticidad de Casagrande....27
Figura 5 Flujograma de para limos inorgánicos y suelos arcillosos....28
Figura 6 Flujograma de nomenclatura....31
Figura 7 Compactación de suelos....35
Figura 8 Compactación de suelos....37
Figura 9 Influencia de la energía de compactación en las pruebas Proctor....39
Figura 10 Altura de drenaje....43
Figura 11 Tipos de muro de contención....45
Figura 12 Propuesta de predimensionamiento de Braja M. Das....47
Figura 13 Propuesta de predimensionamiento de Teodoro Harmsen....48
Figura 14 Propuesta de predimensionamiento de Farouk Majeed Muhauwiss....49
Figura 15 Propuesta de predimensionamiento de Crespo Villalaz....50
Figura 16 Propuesta de predimensionamiento de José Calavera....51
Figura 17 Geometría de una cimentación superficial típica....52
Figura 18 Naturaleza de la variación de la presión lateral de tierra....55
Figura 19 Incremento de tensión vertical bajo la esquina de un rectángulo....57
Figura 20 Modos de falla de la capacidad de carga....58
Figura 21 Geometría de la superficie de falla para Terzaghi.....59
Figura 22 Estados de falla plástica en el diagrama de Mohr....61
Figura 23 Empuje activo para un muro de contención....62
Figura 24 Presión activa de Coulomb....63
Figura 25 Muros con puntera y talón....65
Figura 26 Empuje debido a sobrecarga....67
Figura 27 Giro excesivo del muro....70
Figura 28 Deslizamiento excesivo del muro....71
Figura 29 Deslizamiento profundo de muro....72
Figura 30 Diagrama de esfuerzos y empujes....73

Figura 31 Revisión por deslizamiento a lo largo de la base.....75
Figura 32 Inestabilidad global de un muro de contención de gravedad.....78
Figura 33 Relación de esfuerzos gravitacionales una masa de suelo.....90
Figura 34 Modelos de relación de tensión de corte y desplazamientos 93
Figura 35 Ubicación de Calicata de Suelo Cohesivo 120
Figura 36 Extracción de Muestras de Suelo Cohesivo.....121
Figura 37 Recolección de Muestras de Suelo Cohesivo Alteradas.....122
Figura 38 Ubicación de la muestra de Suelo Granular 123
Figura 39 Exploración de Taludes con Suelo Granular de la zona 124
Figura 40 Ubicación de Talud Expuesto de Suelo Granular Seleccionado 124
Figura 41 Recolección de Muestras de Suelo Granular Alteradas.....125
Figura 42 Extracción y Transporte de Muestra de Suelo Granular en Camión 126
Figura 43 Transporte de Muestra de Suelo Granular en Camión.....126
Figura 44 Almacenamiento de Muestras de Suelo Granular 127
Figura 45 Ensayo de Contenido de Humedad Natural de Suelo Cohesivo.....129
Figura 46 Lavado para Ensayo de Granulometría de Suelo Cohesivo.....130
Figura 47 Curva Granulométrica de Suelo Cohesivo 131
Figura 48 Ensayo de granulometría de suelo Cohesivo 132
Figura 49 Curva de Fluidez para Límite Líquido.....134
Figura 50 Ensayos de Límites de Consistencia de Suelo Cohesivo.....135
Figura 51 Clasificación de Suelos según SUCS de Suelo Cohesivo 136
Figura 52 Ubicación del Suelo Cohesivo en la Carta de Plasticidad de Casagrande.....137
Figura 53 Nombres de los Grupos para Limo Inorgánico y Suelos Arcillosos 138
Figura 54 Ensayo de Gravedad Específica de Suelo Cohesivo.....144
Figura 55 Curva de compactación de Suelo Cohesivo.....146
Figura 56 Ensayo de Contenido de Humedad de Suelo Granular.....147
Figura 57 Lavado para Ensayo de Granulometría de Suelo Granular 148
Figura 58 Curva Granulométrica de Suelo Granular 149
Figura 59 Clasificación SUCs de Suelo Granular.....151
Figura 60 Diagrama de Flujo de Nombres de los Grupos para Suelo Granular 152
Figura 61 Ensayo de Gravedad Específica de Suelo Granular 155

Figura 62 Secado al Aire Libre de Suelo Cohesivo 156
Figura 63 Desmenuzamiento del Suelo Cohesivo 157
Figura 64 Tamizado del Suelo Cohesivo 158
Figura 65 Humectación y Amasado Manual del suelo Cohesivo 160
Figura 66 Almacenamiento y Reposo para Homogenización de Humedad del Suelo 161
Figura 67 Almacenamiento del Suelo Granular 163
Figura 68 Tamizado del Suelo Granular 163
Figura 69 Almacenamiento y Secado del Suelo Granular Tamizado 164
Figura 70 Curva Granulométrica de Suelo Granular 165
Figura 71 Diagrama de Flujo de Nombres de los Grupos para Suelo Granular Escalpado 167
Figura 72 Cálculo de Humedad de Suelo Granular Tamizado 169
Figura 73 Ensayo de Densidad Mínima de Suelo Granular 172
Figura 74 Plano en corte de la caja de ensayos 184
Figura 75 Plano en planta de la placa de carga dividida 185
Figura 76 Ubicación de Factores de Influencia de incremento de tensión vertical 186
Figura 77 Plano en planta y corte de la caja de ensayos 187
Figura 78 Plano en planta de la placa de base dividida 188
Figura 79 Ubicación de Factores de Influencia de incremento de tensión vertical 190
Figura 80 Plano en planta y corte de la caja de ensayos 192
Figura 81 Armazón de metal y vidrio templado en el armazón de la caja de ensayos 194
Figura 82 Colocación de tableros fenólicos atornillados en caras no visibles 194
Figura 83 Accesos laterales para los sensores y guías de pluviación 195
Figura 84 Cintas guía para el rellenado de suelo 196
Figura 85 Colocación de láminas acrílicas con vaselina en la caja de ensayo 198
Figura 86 Colocación de Repelente de Agua para Vidrios en la cara frontal con vidrio 198
Figura 87 Dimensiones de los muros prototipo 205
Figura 88 Dimensiones de los muros modelo 205
Figura 89 Pesaje del agregado y cemento para las proporciones de mezcla 210
Figura 90 Colocación y etiquetado de probetas de concreto con diferentes proporciones 211
Figura 91 Tapas laterales y longitudinales de los encofrados de los muros 214
Figura 92 Encofrados para los muros modelo 214

Figura 93 Mezclado de concreto para los muros modelo 215
Figura 94 Vaciado de concreto en encofrado de muros modelo 216
Figura 95 Desencofrado de muros modelo 217
Figura 96 Muros modelo 218
Figura 97 Sobrecarga distribuida en suelo Cohesivo para Muro sin puntera ni talón 220
Figura 98 Sobrecarga distribuida en suelo Granular para Muro sin puntera ni talón 221
Figura 99 Registro de pesos de las losas y bolsas de arena 225
Figura 100 Maderas rígidas de 0.1m x 0.39m 226
Figura 101 Altura de drenaje 228
Figura 102 Sensores VL53L0X, MPU-6050, Placa Arduino, protoboard y cables 232
Figura 103 Posición en planos de la colocación de los sensores S1, S2, S3 y MPU 234
Figura 104 Colocación de los sensores S1, S2, S3 y MPU-6050 236
Figura 105 Interfase del complemento PLX-DAQ en Excel 239
Figura 106 Pisón Manual de Concreto 241
Figura 107 Identificación de zonas de relleno de suelo 242
Figura 108 Patrón de compactación de relleno de arcilla en zona I de relleno 243
Figura 109 Patrón de compactación de relleno de arcilla en la zona II de relleno 244
Figura 110 Cilindro de Penetración Metálico 245
Figura 111 Horno Microondas y Recipientes para Ensayo de Contenido de Humedad 246
Figura 112 Contenido de Humedad mediante el Método del Horno Microondas 248
Figura 113 Balanza Grande y de Precisión 250
Figura 114 Recipientes Plásticos 251
Figura 115 Vertido y Distribución del Suelo Cohesivo en la Caja de Ensayos a Escala 254
Figura 116 Compactación con pisón manual de la capa de arcilla rellenada 254
Figura 117 Extracción de muestra de suelo cohesivo con cilindro metálico 255
Figura 118 Colocación de la Muestra en Recipiente de Porcelana 256
Figura 119 Creación de Surcos entre Capas de Suelo Cohesivo 258
Figura 120 Primera prueba piloto con suelo cohesivo y con el muro Tipo I 260
Figura 121 Humectación de la Muestra de Suelo Cohesivo a la Nueva Humedad Objetivo 262
Figura 122 Embudo Plástico para Método de Lluvia de Arena 268
Figura 123 Placa metálica perforada para método de lluvia de arena 269

Figura 124 Configuración del sistema de pluviación de arena para ensayos a escala reducida .270
Figura 125 Medición del Volumen del Recipiente para Pruebas Previas de Lluvia de Arena ...271
Figura 126 Realización de Pruebas Previas del Método de Lluvia de Arena 272
Figura 127 Ubicación de los Sensores de distancia S2 y S3.....281
Figura 128 Traslación y Rotación de Muro como Cuerpo Rígido.....282
Figura 129 Ubicación de los Puntos de Referencia Inferior y Superior 284
Figura 130 Regresión Lineal de $\Delta S1$ en el Primer Ensayo Realizado 294
Figura 131 Regresión Lineal de $\Delta S2$ en el Primer Ensayo Realizado 295
Figura 132 Regresión Lineal de $\Delta S3$ en el Primer Ensayo Realizado 295
Figura 133 Regresión Lineal de $\Delta\theta$ en el Primer Ensayo Realizado 296
Figura 134 Regresión Lineal de $\Delta S1$ en el Último Ensayo Realizado.....296
Figura 135 Regresión Lineal de $\Delta S2$ en el Último Ensayo Realizado.....297
Figura 136 Regresión Lineal de $\Delta S3$ en el Último Ensayo Realizado.....297
Figura 137 Regresión Lineal de $\Delta\theta$ en el Último Ensayo Realizado.....298
Figura 138 Curva carga – desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo I en suelo cohesivo – Primera Corrida.....308
Figura 139 Curva carga – desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo I en suelo cohesivo – Segunda Corrida.....308
Figura 140 Curva carga – desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo II en suelo cohesivo - Primera Corrida 309
Figura 141 Curva carga – desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo II en suelo cohesivo - Segunda Corrida.....309
Figura 142 Curva carga – desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo III en suelo cohesivo - Primera Corrida.....310
Figura 143 Curva carga –desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo III en suelo cohesivo - Segunda Corrida.....310
Figura 144 Curva carga – desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo IV en suelo cohesivo - Primera Corrida.....311
Figura 145 Curva carga – desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo IV en suelo cohesivo - Segunda Corrida 311

Figura 146 Curva carga – desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo I en suelo cohesivo - Primera Corrida.....313
Figura 147 Curva carga – desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo I en suelo cohesivo - Segunda Corrida.....313
Figura 148 Curva carga – desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo II en suelo cohesivo - Primera Corrida.....314
Figura 149 Curva carga – desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo II en suelo cohesivo - Segunda Corrida.....314
Figura 150 Curva carga – desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo III en suelo cohesivo - Primera Corrida.....315
Figura 151 Curva carga –desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo III en suelo cohesivo - Segunda Corrida.....315
Figura 152 Curva carga – desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo IV en suelo cohesivo - Primera Corrida.....316
Figura 153 Curva carga – desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo IV en suelo cohesivo - Segunda Corrida.....316
Figura 154 Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo I en suelo cohesivo – Primera Corrida.....318
Figura 155 Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo I en suelo cohesivo – Segunda Corrida.....318
Figura 156 Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo II en suelo cohesivo – Primera Corrida.....319
Figura 157 Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo II en suelo cohesivo – Segunda Corrida.....319
Figura 158 Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo III en suelo cohesivo – Primera Corrida.....320
Figura 159 Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo III en suelo cohesivo – Segunda Corrida.....320
Figura 160 Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo IV en suelo cohesivo – Primera Corrida.....321

Figura 161 Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo IV en suelo cohesivo – Segunda Corrida.....322
Figura 162 Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo I en suelo cohesivo – Primera Corrida 324
Figura 163 Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo I en suelo cohesivo – Segunda Corrida 324
Figura 164 Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo II en suelo cohesivo – Primera Corrida 325
Figura 165 Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo II en suelo cohesivo – Segunda Corrida.....325
Figura 166 Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo III en suelo cohesivo – Primera Corrida.....326
Figura 167 Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo III en suelo cohesivo – Segunda Corrida.....326
Figura 168 Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo IV en suelo cohesivo – Primera Corrida.....327
Figura 169 Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo IV en suelo cohesivo – Segunda Corrida.....327
Figura 170 Perfiles de Deformación Horizontal del Muro Tipo I en Suelo Cohesivo – Primera Corrida.....338
Figura 171 Perfiles de Deformación Horizontal del Muro Tipo I en Suelo Cohesivo – Segunda Corrida.....339
Figura 172 Perfiles de Deformación Horizontal del Muro Tipo II en Suelo Cohesivo – Primera Corrida.....340
Figura 173 Perfiles de Deformación Horizontal del Muro Tipo II en Suelo Cohesivo – Segunda Corrida.....341
Figura 174 Perfiles de Deformación Horizontal del Muro Tipo III en Suelo Cohesivo – Primera Corrida.....342
Figura 175 Perfiles de Deformación Horizontal del Muro Tipo III en Suelo Cohesivo – Segunda Corrida.....343

Figura 176 Perfiles de Deformación Horizontal del Muro Tipo IV en Suelo Cohesivo – Primera Corrida.....344
Figura 177 Perfiles de Deformación Horizontal del Muro Tipo IV en Suelo Cohesivo – Segunda Corrida.....345
Figura 178 Comparación de desplazamientos horizontales a 0.75H en suelo cohesivo.....346
Figura 179 Comparación de desplazamientos horizontales a 0.35H en suelo cohesivo.....347
Figura 180 Comparación de asentamientos verticales en suelo cohesivo.....348
Figura 181 Comparación de rotaciones en suelo cohesivo.....349
Figura 182 Curva carga – desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo I en suelo granular - Primera Corrida.....357
Figura 183 Curva carga – desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo I en suelo granular - Segunda Corrida.....357
Figura 184 Curva carga – desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo II en suelo granular - Primera Corrida.....358
Figura 185 Curva carga – Desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo II en suelo granular - Segunda Corrida.....358
Figura 186 Curva carga – desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo III en suelo granular - Primera Corrida.....359
Figura 187 Curva carga –desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo III en suelo granular - Segunda Corrida.....359
Figura 188 Curva carga – desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo IV en suelo granular - Primera Corrida.....360
Figura 189 Curva carga –desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo IV en suelo granular - Segunda Corrida.....360
Figura 190 Curva carga – desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo I en suelo granular - Primera Corrida.....361
Figura 191 Curva carga – desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo I en suelo granular - Segunda Corrida.....362
Figura 192 Curva carga – desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo II en suelo granular - Primera Corrida.....362

Figura 193 Curva carga – desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo II en suelo granular - Segunda Corrida.....363
Figura 194 Curva carga – desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo III en suelo granular - Primera Corrida.....363
Figura 195 Curva carga –desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo III en suelo granular - Segunda Corrida.....364
Figura 196 Curva carga – desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo IV en suelo granular - Primera Corrida.....364
Figura 197 Curva carga –desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo IV en suelo granular - Segunda Corrida.....365
Figura 198 Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo I en suelo granular - Primera Corrida.....366
Figura 199 Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo I en suelo granular - Segunda Corrida.....366
Figura 200 Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo II en suelo granular - Primera Corrida.....367
Figura 201 Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo II en suelo granular - Segunda Corrida.....367
Figura 202 Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo III en suelo granular - Primera Corrida.....368
Figura 203 Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo III en suelo granular - Segunda Corrida.....368
Figura 204 Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo IV en suelo granular - Primera Corrida.....369
Figura 205 Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo IV en suelo granular - Segunda Corrida.....369
Figura 206 Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo I en suelo granular - Primera Corrida 370
Figura 207 Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo I en suelo granular – Segunda Corrida 371

Figura 208 Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo II en suelo granular - Primera Corrida 371
Figura 209 Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo II en suelo granular - Segunda Corrida 372
Figura 210 Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo III en suelo granular - Primera Corrida 372
Figura 211 Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo III en suelo granular - Segunda Corrida.....373
Figura 212 Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo IV en suelo granular - Primera Corrida 373
Figura 213 Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo IV en suelo granular - Segunda Corrida.....374
Figura 214 Perfiles de Deformación Horizontal del Muro Tipo I en Suelo granular – Primera Corrida.....384
Figura 215 Perfiles de deformación horizontal del Muro Tipo I en Suelo granular – Segunda Corrida.....385
Figura 216 Perfiles de deformación horizontal del Muro Tipo II en Suelo granular – Primera Corrida.....386
Figura 217 Perfiles de deformación horizontal del Muro Tipo II en Suelo granular – Segunda Corrida.....387
Figura 218 Perfiles de deformación horizontal del Muro Tipo III en Suelo granular – Primera Corrida.....388
Figura 219 Perfiles de deformación horizontal del Muro Tipo III en Suelo granular – Segunda Corrida.....389
Figura 220 Perfiles de deformación horizontal del Muro Tipo IV en Suelo granular – Primera Corrida.....390
Figura 221 Perfiles de deformación horizontal del Muro Tipo IV en Suelo granular – Segunda Corrida.....391
Figura 222 Comparación de desplazamientos horizontales a 0.75H en suelo granular.....392
Figura 223 Comparación de desplazamientos horizontales a 0.35H en suelo granular.....393
Figura 224 Comparación de asentamientos verticales en suelo granular 394

Figura 225 Comparación de rotaciones en suelo granular 395
Figura 226 Estado Inicial y Final del Muro Tipo I Primera Corrida Suelo Cohesivo 414
Figura 227 Comparativo entre Estado Inicial y Final del Muro Tipo I Primera Corrida.....414
Figura 228 Estado Inicial y Final del Muro Tipo I Segunda Corrida 415
Figura 229 Comparativo entre Estado Inicial y Final del Muro Tipo I Segunda Corrida 415
Figura 230 Estado Inicial y Final del Muro Tipo II Primera Corrida 418
Figura 231 Comparativo Estado Inicial y Final del Muro Tipo II Primera Corrida 418
Figura 232 Estado Inicial y Final del Muro Tipo II Segunda Corrida 419
Figura 233 Comparativo Estado Inicial y Final del Muro Tipo II Segunda Corrida 419
Figura 234 Estado Inicial y Final del Muro Tipo III Primera Corrida.....422
Figura 235 Comparativo Estado Inicial y Final del Muro Tipo III Primera Corrida.....422
Figura 236 Estado Inicial y Final del Muro Tipo III Segunda Corrida.....423
Figura 237 Comparativo Estado Inicial y Final del Muro Tipo III Segunda Corrida.....423
Figura 238 Estado Inicial y Final del Muro Tipo IV Primera Corrida.....426
Figura 239 Comparativo Estado Inicial y Final del Muro Tipo IV Primera Corrida.....426
Figura 240 Estado Inicial y Final del Muro Tipo IV Segunda Corrida 427
Figura 241 Comparativo Estado Inicial y Final del Muro Tipo IV Segunda Corrida.....427
Figura 242 Matriz de Desempeño Relativo en Suelo Cohesivo 433
Figura 243 Estado Inicial y Final del Muro Tipo I Primera Corrida Suelo Granular 445
Figura 244 Comparativo entre Estado Inicial y Final del Muro Tipo I Primera Corrida - Suelo Granular.....445
Figura 245 Estado Inicial y Final del Muro Tipo I Segunda Corrida - Suelo Granular.....446
Figura 246 Comparativo entre Estado Inicial y Final del Muro Tipo I Segunda Corrida Suelo Granular.....446
Figura 247 Estado Inicial y Final del Muro Tipo II Primera Corrida Suelo Granular.....449
Figura 248 Comparativo Estado Inicial y Final del Muro Tipo II Primera Corrida Suelo Granular 449
Figura 249 Estado Inicial y Final del Muro Tipo II Segunda Corrida Suelo Granular.....450
Figura 250 Comparativo Estado Inicial y Final del Muro Tipo II Segunda Corrida Suelo Granular 450
Figura 251 Estado Inicial y Final del Muro Tipo III Primera Corrida Suelo Granular 453

Figura 252 Comparativo Estado Inicial y Final del Muro Tipo III Primera Corrida Suelo Granular 453
Figura 253 Estado Inicial y Final del Muro Tipo III Segunda Corrida Suelo Granular 454
Figura 254 Comparativo Estado Inicial y Final del Muro Tipo III Segunda Corrida Suelo Granular 454
Figura 255 Estado Inicial y Final del Muro Tipo IV Primera Corrida Suelo Granular 457
Figura 256 Comparativo Estado Inicial y Final del Muro Tipo IV Primera Corrida Suelo Granular 457
Figura 257 Estado Inicial y Final del Muro Tipo IV Segunda Corrida Suelo Granular 458
Figura 258 Comparativo Estado Inicial y Final del Muro Tipo IV Segunda Corrida Suelo Granular 458
Figura 259 Matriz de Desempeño Relativo en Suelo Granular 464

Capítulo I: Planteamiento del Problema

1.1. Identificación del Problema

1.1.1. Descripción del problema

Desde el punto de vista internacional, el estudio de muros de contención se hace perentorio debido a que son componentes cruciales en la ingeniería civil que brindan soporte contra la presión lateral y las fuerzas gravitacionales, previniendo así el movimiento del suelo y promoviendo la estabilidad (Shrawankar & Gangwal, 2024). Además, estos elementos se utilizan ampliamente en diversas situaciones carreteras, puertos, presas, subterráneos, ferrocarriles, túneles, minas, fortificaciones (Dhamdhere et al., 2022). Por ello, se entiende la importancia de estos elementos y se hace necesario realizar investigaciones que ayuden a entender cómo mejorar la estabilidad que pueden aportar. En el caso de esta investigación se busca entender la influencia que tiene la inserción de puntera y talón en la estabilidad global de muros de contención de gravedad.

En este marco, la configuración de la base del muro es un aspecto crítico porque influye directamente en la movilización de resistencias, así como en la distribución de presiones de contacto y la excentricidad de la resultante en la base. En muros de gravedad se enfatiza que la seguridad del conjunto puede variar sensiblemente según la configuración muro–suelo, reflejándose, por ejemplo, en cambios importantes de la presión máxima bajo la puntera. En consecuencia, la presencia o inserción de puntera y talón no debe entenderse como un detalle meramente geométrico, sino como un factor con potencial incidencia en el equilibrio y en la respuesta deformacional del sistema (Calavera, 1989).

Desde el punto de vista nacional, el Reglamento Nacional de Edificaciones, mediante la Norma CE.020 Suelos y Taludes, presenta criterios de predimensionamiento por tipología en función de la altura, estableciendo rangos referenciales para muros de gravedad ($H \leq 5$ m), muros en voladizo ($H \leq 10$ m) y muros en voladizo con contrafuertes ($H > 10$ m) (Reglamento Nacional

de Edificaciones, 2012). Sin embargo, en la práctica profesional se observa la ejecución de muros catalogados como “de gravedad” que incorporan puntera y/o talón, generando una zona de incertidumbre técnica: por un lado, la norma orienta el predimensionamiento por tipologías y alturas; y, por otro, la práctica incorpora variaciones geométricas de base sin que exista un marco nacional explícito que permita cuantificar su aporte.

El problema central se concreta, entonces, en la ausencia de evidencia y criterios verificables que permitan establecer en qué magnitud la inserción de puntera y talón modifica el desempeño global de muros de contención de gravedad frente a solicitaciones relevantes (sobrecargas), particularmente respecto de indicadores asociados a la estabilidad y deformación del sistema (desplazamientos laterales, asentamientos y rotación). Esta brecha es relevante porque la estabilidad de muros no se reduce a una única verificación; por el contrario, involucra mecanismos múltiples y su control requiere coherencia entre geometría adoptada, empujes considerados y respuesta del suelo. En términos prácticos, dicha incertidumbre puede traducirse en decisiones de diseño no consistentes, con implicancias en seguridad, servicio y eficiencia constructiva (Clayton et al., 2013; Das, 2012).

Por lo expuesto, la presente investigación denominada “Influencia de la inserción de puntera y talón en la estabilidad global de muros de contención de gravedad” aborda la necesidad de generar evidencia comparativa que permita clarificar, bajo condiciones controladas, cómo la incorporación de puntera y talón incide en la estabilidad global y en los indicadores de deformación del muro. Con ello, se busca reducir la incertidumbre técnica asociada a la selección geométrica de la base en muros de contención de gravedad y aportar fundamentos para una toma de decisiones de diseño más consistente con el comportamiento real suelo–estructura (Calavera, 1989; Das, 2012; Reglamento Nacional de Edificaciones, 2012).

1.1.2. Formulación interrogativa del problema

1.1.2.1. Formulación interrogativa del problema general

- ¿En qué medida influye la inserción de puntera y talón en la estabilidad global de muros de contención de gravedad?

1.1.2.2. Formulación interrogativa de los problemas específicos

- ¿Cómo la inserción de puntera y talón en muros de contención de gravedad influye en el desempeño frente al desplazamiento horizontal adimensional en su sobrecarga crítica?
- ¿Cómo la inserción de puntera y talón en muros de contención de gravedad influye en el desempeño frente al asentamiento vertical adimensional en su sobrecarga crítica?
- ¿Cómo la inserción de puntera y talón en muros de contención de gravedad influye en el desempeño frente a la rotación adimensional en su sobrecarga crítica?

1.2. Justificación e importancia de la investigación

1.2.1. Justificación por relevancia

La relevancia de la investigación se sustenta en que los muros de contención de gravedad continúan siendo una solución frecuente en obras civiles y su seguridad depende de verificaciones que comprometen el funcionamiento del sistema muro–suelo, tales como deslizamiento, volteo, capacidad portante y estabilidad del conjunto (Das, 2012). En consecuencia, decisiones geométricas asociadas a la base del muro tienen potencial incidencia en el equilibrio y en la respuesta deformacional del sistema, al modificar la distribución de presiones de contacto y las condiciones de movilización de resistencias en la interfaz suelo–estructura (Clayton et al., 2013).

En el ámbito de la bibliografía especializada, la geometría de base de muros se aborda de manera explícita en términos de componentes equivalentes a puntera (toe) y talón (heel) como parte

de la configuración y del predimensionamiento del muro, lo cual respalda que dichas inserciones sean tratadas como una variable geométrica relevante para el desempeño (Clayton et al., 2013).

De modo complementario, se reconoce que la seguridad frente al deslizamiento y el control de presiones pueden estar influenciados por condiciones resistentes asociadas al contacto muro–suelo y a la interacción del frente del muro con el terreno, aspectos directamente relacionados con la configuración de la base (Calavera, 1989).

En consecuencia, el estudio es de relevancia, debido que busca dar respuesta al comportamiento de la estructura empleando un análisis comparativo del comportamiento de los muros de contención con la inserción de puntera, talón y en condición normal (sin la presencia de ambos factores), considerando que será aplicado en suelos cuyas características son de aspectos cohesivos y granular. Además, realizar esta investigación nace de la carencia de reglamentos o lineamientos para la práctica constructiva de estos elementos de contención en nuestro país, donde la construcción de estos es muy común en las obras donde se requiere del sostenimiento de masas de suelo.

1.2.2. Justificación por viabilidad

La viabilidad del estudio se sustenta en la implementación de modelos físicos a escala reducida en condiciones 1g, lo que permite ejecutar ensayos controlados con recursos logísticos y económicos compatibles con una investigación de tesis, manteniendo la capacidad de contrastar configuraciones geométricas bajo condiciones repetibles. La literatura especializada reconoce que el modelado físico en geotecnia ofrece ventajas prácticas como reproducibilidad, operabilidad y control de variables, facilitando la identificación del efecto de factores que influyen en el desempeño de sistemas geotécnicos (Yin et al., 2022).

Además se fundamenta en tres aspectos clave: económico, técnico y logístico. En primer lugar, el modelado físico a escala, implementado mediante el método de bandeja, representa una

alternativa eficiente y económicamente accesible para analizar el comportamiento de muros de contención de gravedad bajo diversas condiciones controladas. La implementación de sensores electrónico de medición optimiza el proceso experimental, ya que constituyen una herramienta de bajo costo, fácil manejo y rápida ejecución. Esto garantiza una sistematización eficaz de la información, contribuyendo a la generación de datos imprescindibles para los objetivos de esta investigación.

1.2.3. Justificación técnica

Desde el punto de vista técnico, la investigación se justifica porque el comportamiento del sistema muro–suelo bajo incremento de carga puede involucrar no linealidad y deformaciones significativas, especialmente cuando se busca identificar condiciones próximas a inestabilidad y comparar mecanismos de respuesta entre configuraciones. Si bien los análisis numéricos, incluido el método de elementos finitos, se emplean ampliamente para estudiar estructuras de contención, en problemas de grandes deformaciones pueden presentarse dificultades asociadas a la distorsión/entrelazamiento de malla, requiriendo técnicas de remallado u otros procedimientos especializados para mantener la estabilidad y precisión numérica (Nazem & Moavenian, 2021)

En ese marco, la modelación física se considera técnicamente pertinente debido a que permite observar directamente la evolución de deformaciones y la respuesta global del sistema muro–suelo bajo condiciones controladas, reduciendo la dependencia de supuestos y restricciones numéricas cuando el objetivo es comparar configuraciones geométricas mediante indicadores normalizados. Esta idea es coherente con el enfoque de la modelación geotécnica, en el que los modelos (incluidos los físicos) se emplean como herramientas para contrastar hipótesis y aproximar el comportamiento real cuando se busca capturar tendencias y mecanismos de respuesta (Wood, 2004; Yin et al., 2022). En consecuencia, el enfoque experimental resulta congruente con el propósito de cuantificar cambios en desempeño atribuibles a la inserción de puntera y talón,

expresados como sobrecarga crítica adimensional e índices de deformación adimensional normalizados.

1.2.4. Justificación social

La investigación tiene un impacto social significativo al analizar muros de contención de gravedad con puntera y talón, pues afectan directamente a la población beneficiaria de diferentes obras civiles donde se contruyen estos elementos; además que estas estructuras ya han sido usadas en una gran cantidad de proyectos. Mejorar el entendimiento de la estabilidad global de estas estructuras frente a diferentes condiciones promoverá la seguridad de la población que se ve en riesgo frente a muros de contención que no fueron construidos con las consideraciones necesarias.

La investigación presenta importancia social debido a que el desempeño de muros de contención incide en la seguridad de la infraestructura y, por extensión, en la reducción del riesgo para la población y los bienes ubicados en áreas de cortes, rellenos o excavaciones. En el marco regulatorio nacional, la estabilidad del terreno y de las obras asociadas se relaciona con la prevención de condiciones de inestabilidad que pueden comprometer la seguridad de terceros, lo cual justifica la necesidad de fortalecer criterios técnicos y evidencia de soporte para el diseño y evaluación (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2012).

En este sentido, la cuantificación experimental de la influencia de la inserción de puntera y talón contribuye a disminuir incertidumbre técnica en decisiones de diseño y control, al proporcionar resultados comparativos que pueden traducirse en criterios más consistentes para seleccionar configuraciones de base, controlar deformaciones y evaluar márgenes de seguridad bajo sobrecargas. Por tanto, el aporte social se vincula con la mejora de la confiabilidad técnica y la reducción de decisiones empíricas en soluciones de contención que forman parte de infraestructura pública y privada.

1.3. Delimitación de la investigación

Delimitación espacial

La investigación se enfocará específicamente en la ciudad del cusco, provincia de Cusco, Departamento de Cusco. Las delimitaciones espaciales incluyen la extensión física de la ciudad, excluyendo otras áreas de la región circundantes. Esta delimitación permitirá un estudio más detallado y específico de los tipos de suelo presente en este lugar particular.

Delimitación temporal

La investigación se circunscribe al año 2025. Esta delimitación temporal se justifica para capturar las condiciones actuales y recientes, proporcionando una imagen precisa de la situación en el momento de la investigación. Cualquier cambio futuro en las condiciones requerirá evaluaciones adicionales.

1.4. Objetivo de la investigación

1.4.1. Objetivo general

Evaluar la influencia de la inserción de puntera y talón en la estabilidad global de muros de contención de gravedad a partir de la comparación de las sobrecargas críticas adimensionales y de los índices de deformación adimensional normalizados.

1.4.2. Objetivos específicos

- Determinar cómo la inserción de puntera y talón en muros de contención de gravedad influye en su desempeño frente a los desplazamientos horizontales adimensionales a z = 0.35H y z = 0.75H asociados a las sobrecargas críticas adimensionales, empleando índices normalizados.
- Determinar cómo la inserción de puntera y talón en muros de contención de gravedad influye en su desempeño frente al asentamiento vertical adimensional

asociado a las sobrecargas críticas adimensionales, empleando índices normalizados.

- Determinar cómo la inserción de puntera y talón en muros de contención de gravedad influye en su desempeño frente a la rotación adimensional asociada a las sobrecargas críticas adimensionales, empleando índices normalizados.

1.5. Hipótesis

1.5.1. Hipótesis general

La inserción de puntera y talón en muros de contención de gravedad incrementa en aproximadamente un 50 % la sobrecarga crítica adimensional respecto al muro sin puntera ni talón, y se asocia a reducciones mayores al 30% en los índices de deformación adimensional normalizados al alcanzar dicha carga.

1.5.2. Hipótesis específicas

- La inserción de puntera y talón en muros de contención de gravedad genera índices normalizados de desplazamientos horizontales adimensionales en z = 0.35H y z = 0.75H al menos un 30% menores que los del muro sin puntera ni talón.
- La inserción de puntera y talón en muros de contención de gravedad genera un índice normalizado de asentamiento vertical adimensional al menos un 30 % menor que el del muro sin puntera ni talón.
- La inserción de puntera y talón en muros de contención de gravedad genera un índice normalizado de rotación adimensional al menos un 30 % menor que el muro sin puntera ni talón.

1.6. Definición de Variables

Variable Independiente: Inserción de puntera y talón en muros de contención de gravedad.

Definición conceptual: Se denomina puntera y talón a las extensiones frontal y trasera de la base de un muro de contención, respectivamente. La puntera es la parte de la zapata que se prolonga hacia el lado expuesto del muro (intradós), mientras que el talón se extiende bajo el relleno retenido (trasdós) (Calavera, 1989).

Definición operacional: Evaluación de cuatro configuraciones de muro de contención de gravedad a escala (sin puntera ni talón, solo puntera, solo talón, con puntera y talón), mediante ensayos a escala reducida, comparando sus respuestas globales.

Dimensiones:

- Configuración geométrica del muro

Indicadores

- Muro Tipo I: configuración sin puntera ni talón
- Muro Tipo II: configuración solo puntera
- Muro Tipo III: configuración solo talón
- Muro Tipo IV: configuración con puntera y talón

Variable Dependiente: Estabilidad global de muros de contención de gravedad.

Definición conceptual: Es el análisis de estabilidad de un talud que incluye todas las cargas adicionales diferentes a las producidas por los materiales que conforman el talud y que afecten el equilibrio estático y pseudo-dinámico (Ministerio de Vivienda, 2020).

Definición operacional: Medición de la estabilidad externa de muros durante ensayos de carga, evaluando la sobrecarga crítica adimensional (π_{qcrit}) y las deformaciones adimensionales globales del muro (desplazamientos horizontales, asentamiento y rotación).

Dimensiones:

- Sobrecarga
- Desplazamiento horizontal del muro en 0.75H
- Desplazamiento horizontal del muro en 0.35H
- Asentamiento del muro
- Rotación del muro

Indicadores:

- Valor de la sobrecarga crítica adimensional (π_{qcrit})
- Valor de desplazamiento adimensional en z = 0.75H normalizado por la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{\Delta S_{z=0.75H}}/\pi_{qcrit}$)
- Valor de desplazamiento adimensional en z = 0.35H normalizado por la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{\Delta S_{z=0.35H}}/\pi_{qcrit}$)
- Valor del asentamiento adimensional normalizado por la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{\Delta S1}/\pi_{qcrit}$)
- Valor de rotación adimensional normalizada por la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{\Delta\theta}/\pi_{qcrit}$)

Factor condicionante de comparación

El tipo de suelo se incorpora en la investigación como un factor condicionante de comparación, debido a que la respuesta del sistema muro-suelo frente al incremento de sobrecarga depende de las características resistentes y deformacionales del material empleado. Para ello, las cuatro configuraciones geométricas de muro fueron ensayadas bajo dos condiciones experimentales: suelo cohesivo y suelo granular. Este factor no reemplaza la relación principal entre la inserción de puntera y talón y la estabilidad global, sino que permite determinar si la influencia de dichas configuraciones se mantiene o varía según el tipo de suelo considerado.

1.6.1. Matriz de operacionalización de variables y matriz de consistencia

Tabla 1

Cuadro de matriz de operacionalización de variables

Variable	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensiones	Indicadores
Variable Independiente: Inserción de puntera y talón en muros de contención de gravedad.	Se denomina puntera y talón a las extensiones frontal y trasera de la base de un muro de contención, respectivamente. La puntera es la parte de la zapata que se prolonga hacia el lado expuesto del muro (intradós), mientras que el talón se extiende bajo el relleno retenido (trasdós) (Calavera, 1989).	Evaluación de cuatro configuraciones de muro de contención de gravedad a escala (sin puntera ni talón, con puntera, con talón, con puntera y talón), mediante ensayos a escala reducida, comparando sus respuestas globales.	• Configuración geométrica del muro	• Muro Tipo I: configuración sin puntera ni talón • Muro Tipo II: configuración solo puntera • Muro Tipo III: configuración solo talón • Muro Tipo IV: configuración con puntera y talón
Variable Dependiente: Estabilidad global de muros de contención de gravedad.	Es el análisis de estabilidad de un talud que incluye todas las cargas adicionales diferentes a las producidas por los materiales que conforman el talud y que afecten el equilibrio estático y pseudo-dinámico (Ministerio de Vivienda, 2020).	Medición de la estabilidad externa de muros durante ensayos de carga, evaluando la sobrecarga crítica adimensional (π_{qcrit}) y las deformaciones adimensionales globales del muro (desplazamientos horizontales, asentamiento y rotación).	• Sobrecarga • Desplazamiento horizontal del muro en z = 0.75H • Desplazamiento horizontal del muro en z = 0.35H • Asentamiento del muro • Rotación del muro	• Valor de la sobrecarga crítica adimensional (π_{qcrit}) • Valor de desplazamiento adimensional en z = 0.75H normalizado por la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{\Delta S_{z=0.75H}}/\pi_{qcrit}$) • Valor de desplazamiento adimensional en z = 0.35H normalizado por la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{\Delta S_{z=0.35H}}/\pi_{qcrit}$) • Valor del asentamiento adimensional normalizado por la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{\Delta S1}/\pi_{qcrit}$) • Valor de rotación adimensional normalizada por la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{\Delta\theta}/\pi_{qcrit}$)

Tabla 2

Cuadro de matriz de consistencia

Problema	Objetivo	Hipótesis	Variables	Metodología
Problema general ¿En qué medida influye la inserción de puntera y talón en la estabilidad global de muros de contención de gravedad?	**Objetivo general** Evaluar la influencia de la inserción de puntera y talón en la estabilidad global de muros de contención de gravedad a partir de la comparación de las sobrecargas críticas adimensionales y de los índices de deformación adimensional normalizados.	**Hipótesis general** La inserción de puntera y talón en muros de contención de gravedad incrementa en aproximadamente un 50 % la sobrecarga crítica adimensional respecto al muro sin puntera ni talón, y se asocia a reducciones mayores al 30% en los índices de deformación adimensional normalizados al alcanzar dicha carga.	**Variable Independiente:** Inserción de puntera y talón en muros de contención de gravedad. *Dimensiones:* • Configuración geométrica del muro **Variable Dependiente:** Estabilidad global de muros de contención de gravedad. *Dimensiones:* • Sobrecarga • Desplazamiento horizontal del muro en 0.75H • Desplazamiento horizontal del muro en 0.35H • Asentamiento del muro • Rotación del muro	**Tipo:** Aplicada **Nivel:** Descriptiva-correlacional **Enfoque:** Cuantitativo **Diseño:** Experimental factorial de arreglo 4×2. **Población:** Condiciones experimentales del sistema muro–suelo definidas por la combinación de las cuatro configuraciones geométricas de muro y los dos tipos de suelo evaluados. **Muestra:** 16 observaciones experimentales, obtenidas de la combinación de: • 4 configuraciones geométricas de muro. • 2 tipos de suelo. • 2 observaciones experimentales por cada combinación muro–suelo. **Técnica:** Observación directa, estructurada e instrumentada **Instrumento:** Sistema integrado de medición **Análisis:** Comparación experimental descriptiva.
Problemas específicos ¿Cómo la inserción de puntera y talón en muros de contención de gravedad influye en el desempeño frente al desplazamiento horizontal adimensional en su sobrecarga crítica?	**Objetivo específicas** Determinar cómo la inserción de puntera y talón en muros de contención de gravedad influye en su desempeño frente a los desplazamientos horizontales adimensionales a z = 0.35H y z = 0.75H asociados a las sobrecargas críticas adimensionales, empleando índices normalizados.	**Hipótesis específicas** La inserción de puntera y talón en muros de contención de gravedad genera índices normalizados de desplazamientos horizontales adimensionales en z = 0.35H y z = 0.75H al menos un 30% menores que los del muro sin puntera ni talón.		
¿Cómo la inserción de puntera y talón en muros de contención de gravedad influye en el desempeño frente al asentamiento vertical adimensional en su sobrecarga crítica?	Determinar cómo la inserción de puntera y talón en muros de contención de gravedad influye en su desempeño frente al asentamiento vertical adimensional asociado a las sobrecargas críticas adimensionales, empleando índices normalizados.	La inserción de puntera y talón en muros de contención de gravedad genera un índice normalizado de asentamiento vertical adimensional al menos un 30 % menor que el del muro sin puntera ni talón.		
¿Cómo la inserción de puntera y talón en muros de contención de gravedad influye en el desempeño frente a la rotación adimensional en su sobrecarga crítica?	Determinar cómo la inserción de puntera y talón en muros de contención de gravedad influye en su desempeño frente a la rotación adimensional asociada a las sobrecargas críticas adimensionales, empleando índices normalizados.	La inserción de puntera y talón en muros de contención de gravedad genera un índice normalizado de rotación adimensional al menos un 30 % menor que el muro sin puntera ni talón.		

Capítulo II: Marco Teórico

2.1. Antecedentes de la tesis

Durante el procedimiento de recolección de datos para la elaboración de los antecedentes de esta investigación, se evidencio la escasez de investigaciones previas con la temática de esta presente investigación. Por ello se presentan algunas fuentes que, si bien no son de un tema completamente parecido a la investigación, si presentan ciertos aspectos que se relacionan con los temas tratados en esta tesis. Esta situación demuestra la originalidad y la autenticidad de la presente investigación.

2.1.1. Antecedentes a nivel nacional

Como antecedente a nivel nacional se tiene a Simeón Chávez (2018), en cuyo trabajo de investigación titulado *"*DETERMINACIÓN Y EVALUACIÓN DE LAS PATOLOGÍAS DEL CONCRETO EN EL MURO DE CONTENCIÓN DEL MARGEN DERECHO DEL RÍO VIZCARRA (0+000–1+200) DEL DISTRITO DE LA UNIÓN, PROVINCIA DE DOS DE MAYO, DEPARTAMENTO DE HUÁNUCO – 2018*"* se desarrolló una evaluación diagnóstica de las patologías presentes en un muro de contención de concreto, con el objetivo de identificar el estado de la estructura y proponer medidas preliminares de intervención. Para ello, se realizó una inspección in situ mediante fichas de evaluación y revisión de literatura técnica asociada a lesiones mecánicas. Entre los hallazgos relevantes se reportó el vuelco del muro, describiéndose que este puede estar asociado a condiciones como cálculo deficiente o empujes mayores a los previstos y, de manera específica, a dimensiones insuficientes del sistema, señalándose expresamente la presencia de "puntera o talón pequeños" como una causa posible. En ese sentido, el estudio plantea como alternativa de solución incrementar la base mediante el aumento de la puntera y/o del talón, con la finalidad de mejorar la estabilidad frente a este modo de falla (Simeón, 2018).

2.1.2. Antecedentes a nivel internacional

Calavera (1989) en su libro “MUROS DE CONTENCIÓN Y MUROS DE SÓTANO 2DA EDICIÓN” en el capítulo 5.3.4 recomendaciones para la aplicación desarrolla una clasificación geométrica de muros de contención en la que se distinguen configuraciones con distinta proporción de puntera y talón. El autor enfatiza que la respuesta frente a deslizamiento y volcamiento depende sensiblemente de la geometría de base: un talón apreciablemente más grande incrementa la seguridad frente a deslizamiento y vuelco, mientras que una puntera apreciablemente más grande puede disminuir la seguridad frente a deslizamiento y frente a vuelco, mientras que cuando las dimensiones de la puntera y talón son comparables la seguridad frente a deslizamiento y vuelco es aceptable, mostrando de esta forma que la redistribución de masas y brazos resistentes no mejora de manera uniforme todos los estados. Asimismo, se señala que, en suelos cohesivos, la resistencia al deslizamiento puede incrementarse por la adherencia y por la contribución de la presión pasiva en la puntera, aunque esta última depende de condiciones que pueden no mantenerse durante la vida útil (Calavera, 1989).

Clayton, Woods, Bond y Milititsky indican en su libro “EARTH PRESSURE AND EARTH-RETAINING STRUCTURES” que la geometría del muro de contención condiciona su estabilidad global; además en diferentes secciones indica la importancia de la presencia de puntera y, sobre todo, de talón. En primer lugar, se establece que los muros de contención de gravedad pueden configurarse con puntera y/o talón, y que dichas variaciones geométricas influyen en la forma en que se movilizan y transmiten las presiones del suelo, afectando la definición de la espalda virtual y, por ende, la dirección y resultante del empuje. Asimismo, indican que la implementación de un talón de mayor amplitud permite aprovechar el peso del material de relleno suprayacente como una fuerza estabilizadora adicional; esta contribución incrementa la resistencia al

deslizamiento horizontal y asegura la estabilidad global del muro. También se indica que, si existe una buena restricción en la puntera, el mecanismo de respuesta del muro puede evolucionar desde una traslación predominante hacia una rotación alrededor de la puntera, reduciendo el deslizamiento horizontal como modo dominante (Clayton et al., 2013).

Como antecedente a nivel internacional se tiene a Timchenko, Krishko y Savenko (2017), en cuyo artículo titulado *"*EXPERIMENTAL RESEARCH TECHNIQUE OF RETAINING WALLS OF A SPECIAL TYPE*"* se propone una técnica experimental para estudiar la interacción muro–suelo mediante modelos físicos a pequeña escala, con el objetivo de estandarizar un procedimiento de ensayo en una bandeja instrumentada y reducir efectos que distorsionen la respuesta (principalmente fricción en paredes). Para ello, se describe una caja de ensayo del orden de 600 × 650 × 680 mm, donde la fricción lateral se mitiga usando película de polietileno y vaselina técnica; se prepara un suelo tipo limo arcilloso (loam) mediante secado, tamizado, humectación controlada y colocación por capas compactadas, y se registran desplazamientos del muro mediante indicadores (horizontales y verticales). La carga se aplica en incrementos manteniendo cada etapa hasta una condición de estabilización basada en la tasa de asentamiento y se continúa hasta la pérdida de estabilidad, concluyéndose que el procedimiento permite ensayos repetibles y observación del comportamiento global bajo condiciones controladas (Timchenko et al., 2017).

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Parámetros físico-mecánicos del suelo

2.2.1.1. Propiedades índices y relaciones básicas del suelo

2.2.1.1.1. Relaciones de fases de suelos

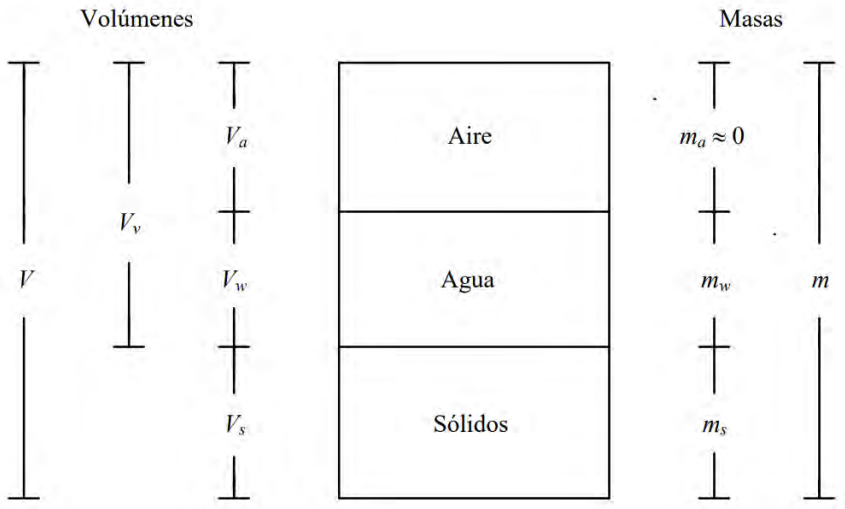
Un elemento típico de suelo constituye intrínsicamente un sistema de varias fases pues se trata de un sistema discontinuo de partículas. Estas tres fases diferenciables son: sólida (partículas minerales), líquida (generalmente agua) y gaseosa (Lambe & Whitman, 2012).

En un suelo totalmente seco se diferencian dos fases: las partículas sólidas del suelo y el aire de los poros. En el caso de un suelo completamente saturado también se diferencian dos fases: las partículas sólidas del suelo y agua de los poros. Por otro lado, un suelo parcialmente saturado es de tres fases: las partículas sólidas del suelo, agua de los poros y aire de los poros (Craig, 2004).

Por ello es necesario estudiar los diferentes volúmenes de un suelo, relacionándolos con las diversas masas, como se muestra en el siguiente gráfico (Padilla Velázquez, n.d.):

Figura 1

Diagrama esquemático de las fases que componen el suelo



Nota. Tomado de (Padilla Velázquez, n.d.).

Existen expresiones que relacionan las distintas fases considerando el volumen y la masa. Existen tres importantes relaciones de volumen: porosidad, relación de vacíos y grado de saturación. Mientras que la relación entre pesos de fases más importante es el contenido de humedad (Lambe & Whitman, 2012). Por otro lado, de la relación masa - volumen obtenemos la densidad; mientras que de la relación peso - volumen obtenemos el peso unitario (Murthy, 2002).

Se enumeran las relaciones de fase más importantes y utilizadas en esta investigación, en las secciones a continuación.

2.2.1.1.2. Índices físicos básicos

- **Índice de vacíos (w%):** es la relación entre el volumen de los vacíos y el volumen de las partículas del suelo (Abdulhussein Saeed, 2017).

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Donde:

V_v : Volumen de vacíos del suelo (m^3)

V_s : Volumen de partículas sólidas del suelo (m^3)

- **Contenido de humedad (w%):** es la relación entre la masa del agua y la masa de sólidos en un suelo (Craig, 2004).

$$w\% = \left(\frac{M_w}{M_s}\right)(100\%)$$

Donde:

M_w : Masa de agua en los poros del suelo (kg)

M_s : Masa de partículas sólidas del suelo (kg)

- **Gravedad específica (G_s):** es la relación entre el peso de los sólidos del suelo y el peso del agua en igual volumen (Budhu, 2011).

$$G_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_w}$$

Donde:

W_s : Peso de partículas sólidas del suelo (N ó kgf)

V_s : Volumen de partículas sólidas del suelo (m^3)

γ_w : Peso unitario del agua (9.81 kN/m^3 ó 1000 kgf/m^3)

- **Grado de saturación (S):** es la relación entre el volumen del agua y el volumen de los vacíos, generalmente expresado en porcentaje (Budhu, 2011).

$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{wG_s}{e}$$

Donde:

V_w : Volumen del agua del suelo (m^3)

V_v : Volumen de vacíos del suelo (m^3)

2.2.1.1.3. Densidad seca y peso unitario seco

- **Densidad (ρ):** la densidad representa la cantidad de masa por unidad de volumen. Las densidades más utilizadas son la densidad total o densidad húmeda (ρ_t), la densidad seca (ρ_d), la densidad saturada (ρ_{sat}), la densidad de las partículas sólidas del suelo (ρ_s) y la densidad del agua (ρ_w) (Murthy, 2002).
    - Densidad total o densidad húmeda (ρ_t):

$$\rho = \frac{M}{V}$$

Donde:

M : Masa total del suelo (kg)

V : Volumen total del suelo (m^3)

    - Densidad seca (ρ_d):

$$\rho_d = \frac{M_s}{V}$$

Donde:

M_s : Masa de la parte sólida del suelo (kg)

V : Volumen total del suelo (m^3)

- Densidad de las partículas sólidas del suelo (ρ_s):

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s}$$

Donde:

M_s : Masa de las partículas sólidas del suelo (kg)

V_s : Volumen de las partículas sólidas del suelo (m^3)

- **Peso unitario (γ):** es el peso de un suelo por unidad de volumen. Podemos distinguir los siguientes casos (Budhu, 2011):
  - Peso unitario total o húmedo (ρ_t):

$$\gamma = \frac{W}{V}$$

Donde:

W : Peso total del suelo (N ó kgf)

V : Volumen total del suelo (m^3)

- Peso unitario seco (γ_d):

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V}$$

Donde:

W_s : Peso de la parte sólida del suelo (N ó kgf)

V : Volumen total del suelo (m^3)

2.2.1.2. Resistencia al corte

Al aplicar cargas externas provenientes de obras civiles sobre una masa de suelo, se originan esfuerzos internos en la masa sólida del suelo, que actúan como un mecanismo de respuesta del medio para contrarrestar la nueva solicitación y preservar el estado de equilibrio mecánico previo a la aplicación de dichas cargas externas (José Leoni, n.d.).

En el estudio de materiales, se consideran principalmente tres tipos de resistencia: compresión, tensión y corte. El suelo generalmente es sumamente resistente a la compresión. Mientras, los suelos suelen ser notablemente débiles a tracción, sin embargo, este tipo de esfuerzos generalmente no condicionan el diseño en la geotecnia. Por otro lado, la resistencia al corte es el parámetro crítico en la ingeniería geotécnica (Briaud, 2023).

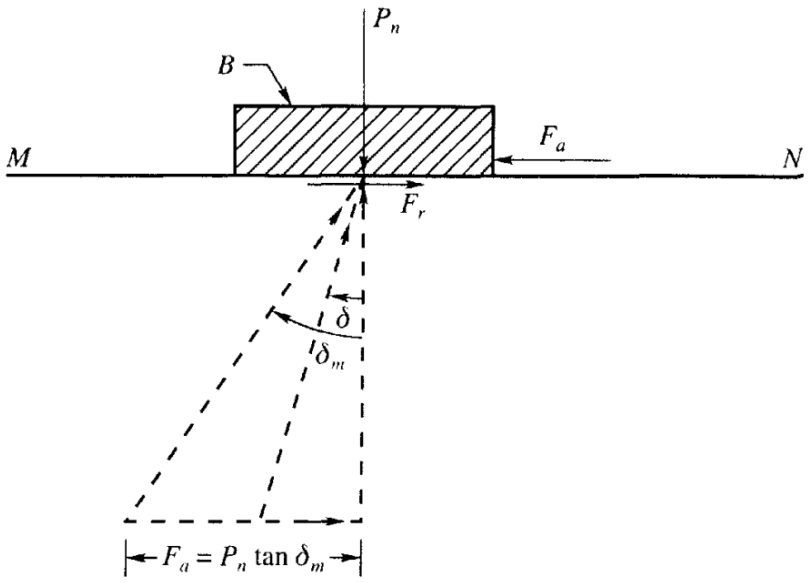
La resistencia al corte de un suelo se puede entender como la tensión interna máxima que una masa de suelo es capaz de oponer antes de que ocurra una ruptura o desplazamiento permanente en cualquiera de sus planos internos (Das, 2015).

La resistencia al corte de una masa de suelo no proviene del aire o del agua presentes en sus poros, ya que su aporte es despreciable; por el contrario, esta surge de la interacción directa entre las partículas sólidas (Briaud, 2023).

Por ello, se puede comprender el concepto de resistencia al corte mediante los principios de fricción entre cuerpos sólidos. Al aplicar una fuerza normal (P_n) y una fuerza tangencial (F_a) sobre un bloque, se genera una fuerza resistente opuesta (F_r) en el plano de contacto debido a la rugosidad de las superficies. La resultante de estas fuerzas forma un ángulo con el normal denominado ángulo de oblicuidad (δ). Mientras el bloque permanezca en equilibrio, este ángulo aumentará proporcionalmente al incremento de la fuerza tangencial (Murthy, 2002).

Figura 2

Modelo de fricción entre cuerpos sólidos



Nota. Tomado de (Murthy, 2002).

El deslizamiento del bloque ocurre cuando el ángulo de oblicuidad alcanza un valor máximo crítico (δ_m). En geotecnia, si el contacto ocurre entre partículas del mismo material, este valor máximo se define como el ángulo de fricción interna (ϕ). Además, si se realiza otros experimentos incrementando la fuerza normal (P_n), la respectiva fuerza tangencial (F_a) para llegar al valor máximo de resistencia incrementará proporcionalmente mediante la siguiente relación matemática (Murthy, 2002):

$$F_a = P_n \tan(\phi)$$

Si, además, se dividen estas fuerzas entre el área de contacto (A), se obtiene la siguiente relación (José Leoni, n.d.):

$$\frac{F_a}{A} = \frac{P_n}{\mathrm{A}} \tan(\phi)$$

$$\tau = \sigma \tan(\phi)$$

Donde:

τ : Resistencia al esfuerzo cortante (kgf/m^2)

σ : Esfuerzo o tensión normal (kgf/m^2)

Debido a que esta fórmula nace de la premisa de que los esfuerzos cortantes son resistidos por los esfuerzos presentes en la parte sólida del suelo (esfuerzos efectivos); es necesario considerar que en suelos con agua intersticial las tensiones internas son resistidas en parte por las partículas sólidas y en parte por la parte líquida (presión de poros). Por ello es necesario ajustar la fórmula a esfuerzos efectivos (José Leoni, n.d.):

$$\tau = (\sigma_n - u)\tan(\phi)$$

$$\tau = \sigma' \tan(\phi)$$

Donde:

u : Presión de poros (kgf/m^2)

σ' : Esfuerzo o tensión normal efectivo (kgf/m^2)

Si bien el modelo de fricción mostrado es una base útil para desarrollar una descripción matemática del comportamiento del suelo al cortante; es necesario ampliar el concepto para incluir diversos factores peculiares de los suelos (Whitlow, 1999). Por ejemplo, la expresión anterior presenta limitaciones de aplicabilidad, ya que no es aplicable a todo caso o tipo de suelo, pues su deducción se restringe a suelos granulares o arenas limpias carentes de fuerzas de atracción entre sus granos. Con el fin de extender este modelo a una gama más amplia de suelos, resulta necesario integrar el concepto de cohesión, el cual representa la resistencia intrínseca ligada a la adhesión entre los granos (José Leoni, n.d.).

Originalmente, y antes de la definición del principio de la tensión efectiva, la resistencia al corte (τ) de un suelo en un punto de un plano particular fue expresada por Coulomb como una función lineal de la tensión normal en la falla (σ) (Craig, 2004):

$$\tau = c + \sigma \tan(\phi)$$

Donde:

c : Cohesión del suelo (kgf/m^2)

Además, para aplicar la fórmula anterior a la mecánica de suelos es necesario reescribirla en términos del esfuerzo efectivo (σ') (Das, 2015):

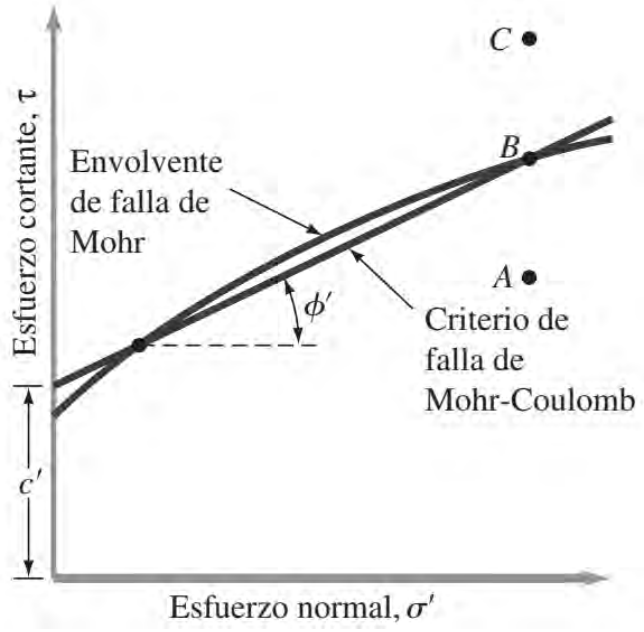
$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan(\phi')$$

$$\tau = c' + \sigma' \tan(\phi')$$

A esta expresión se le conoce como criterio de falla de Mohr-Coulomb, debido a que Mohr presentó una teoría en donde se define que un material falla debido a la combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, es decir, que existe una curva que relaciona dichos esfuerzos. Para la mayoría de los casos en geotecnia se adopta la función lineal definida por Coulomb presentada en líneas superiores (Das, 2015).

Figura 3

Envolvente de falla de Mohr y criterio Mohr - Coulomb



Nota. Tomado de (Das, 2015).

A esta curva se le denomina envolvente de resistencia o de falla. La envolvente de resistencia constituye la representación gráfica del estado límite del suelo. En este diagrama, los puntos situados bajo la curva indican estados de esfuerzo estables, mientras que aquellos que coinciden con la envolvente representan la condición crítica de falla. Es físicamente imposible la existencia de puntos representativos de esfuerzos por encima de dicha frontera, ya que esta define la capacidad máxima de resistencia del material (Whitlow, 1999).

2.2.1.2.1. Ángulo de fricción interna

Como ya se observó anteriormente, el ángulo de fricción interna es un parámetro de resistencia al corte del suelo que representa la contribución friccional movilizada entre las partículas frente al deslizamiento. Depende principalmente de la densidad, tamaño, forma y distribución de los granos (Ballón & Echenique, 2017).

2.2.1.2.2. Cohesión

La cohesión se puede definir como la adherencia entre las partículas del suelo debido a la atracción entre ellas en virtud de las fuerzas moleculares (Crespo Villalaz, 2004). Esta se encuentra principalmente en suelos finos, es decir, limos y arcillas; aunque también puede coexistir con la fricción interna en suelos mixtos (Ballón & Echenique, 2017).

Podemos definir dos categorías de esta según su origen físico:

- **Cohesión aparente:** Depende directamente del contenido de humedad del suelo. Originado por el fenómeno de capilaridad, donde la tensión superficial del agua crea "meniscos" en los puntos de contacto entre granos. En arenas finas (0.5 mm), esta fuerza es débil frente al peso del grano. Sin embargo, en arcillas ($< 2\ \mu m$), las partículas son laminares y mucho más pequeñas, lo que hace que la atracción capilar sea sumamente significativa. Sin embargo, esta cohesión se pierde rápidamente si el suelo se satura (inmersión), ya que el agua elimina los meniscos y la tensión superficial desaparece (José Leoni, n.d.).
- **Cohesión verdadera:** Representa una resistencia casi permanente al desplazamiento relativo de las partículas, motivada por fuerzas de origen interno que no se destruyen con la inmersión en agua; pues esta proviene principalmente de fuerzas electrostáticas generadas por la película de agua adsorbida sobre la superficie de las partículas de arcilla, o de la presencia de agentes cementantes naturales y artificiales (José Leoni, n.d.).

2.2.1.3. Clasificación de suelo

La clasificación de suelos consiste en agrupar los materiales en categorías que presenten propiedades y comportamientos semejantes. Como existe una gran variedad de suelos que cubren la tierra, es deseable sistematizar o clasificar los suelos en grupos amplios de comportamiento similar. Es más conveniente estudiar el comportamiento de grupos que el de suelos individuales (Das, 2015).

2.2.1.3.1. Sistemas de clasificación de suelo

El sistema de clasificación debe ser razonable, sistemático, conciso y lo suficientemente detallado para que pueda incluir todos los suelos naturales a excepción de los más raros. Si no existiera este sistema estandarizado, la información recolectada de un tipo de suelo y las recomendaciones de diseño resultarían ambiguas, lo que dificultaría la aplicación de experiencias previas a proyectos futuros y generaría un proceso de comunicación ineficiente entre los profesionales del área (Whitlow, 1999).

Se puede destacar dos sistemas de clasificación consolidados comúnmente utilizados para aplicaciones ingenieriles, los cuales utilizan la distribución granulométrica y la plasticidad de los suelos; los cuales son: el sistema del "American Association of State Highway Officials" (AASHTO) y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) (Das, 2015).

2.2.1.3.2. Sistema unificado de clasificación de suelo (SUCS)

Se considera que el sistema que aborda de manera más completa los diversos campos de aplicación en la mecánica de suelos es el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) (Crespo Villalaz, 2004). Hay dos divisiones principales en este sistema:

1. Suelos de grano grueso que son de grava y arena en estado natural con menos de 50% que pasa a través del tamiz núm. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo de G o S. G es para el suelo de grava o grava, y S para la arena o suelo arenoso (Das, 2015).

2. Suelos de grano fino con 50% o más que pasa por el tamiz núm. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo de M, que es sinónimo de limo inorgánico, C para la arcilla inorgánica y O para limos orgánicos y arcillas. El símbolo Pt se utiliza para la turba, lodo y otros suelos altamente orgánicos (Das, 2015).

Tabla 3

Caracteres para Sistema unificado de clasificación de suelo

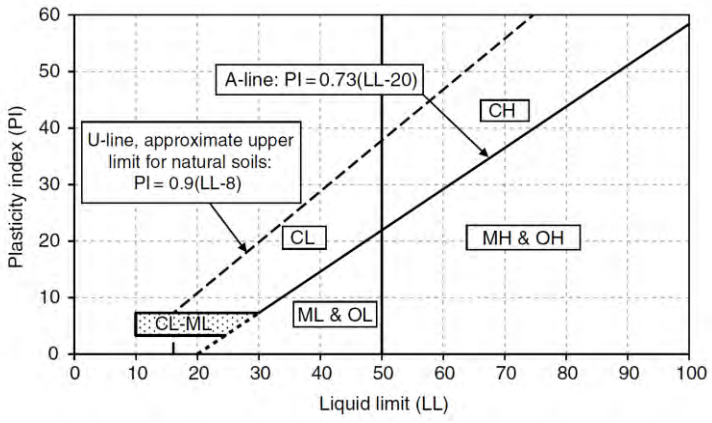
Carácter 1		**Carácter 2**	
G	Grava	W	Bien gradada
S	Arena	P	Pobremente gradada
M	Limo	M	Limoso
C	Arcilla	C	Arcilloso
O	Orgánico	L	Baja plasticidad
Pt	Turba	H	Alta plasticidad

Nota. Adaptado de (Verruijt, 2018).

Utilizamos el gráfico de plasticidad para el caso de suelos de grano fino, es decir, aquellos que 50% o más que pasa por el tamiz número 200:

Figura 4

Carta de plasticidad de Casagrande

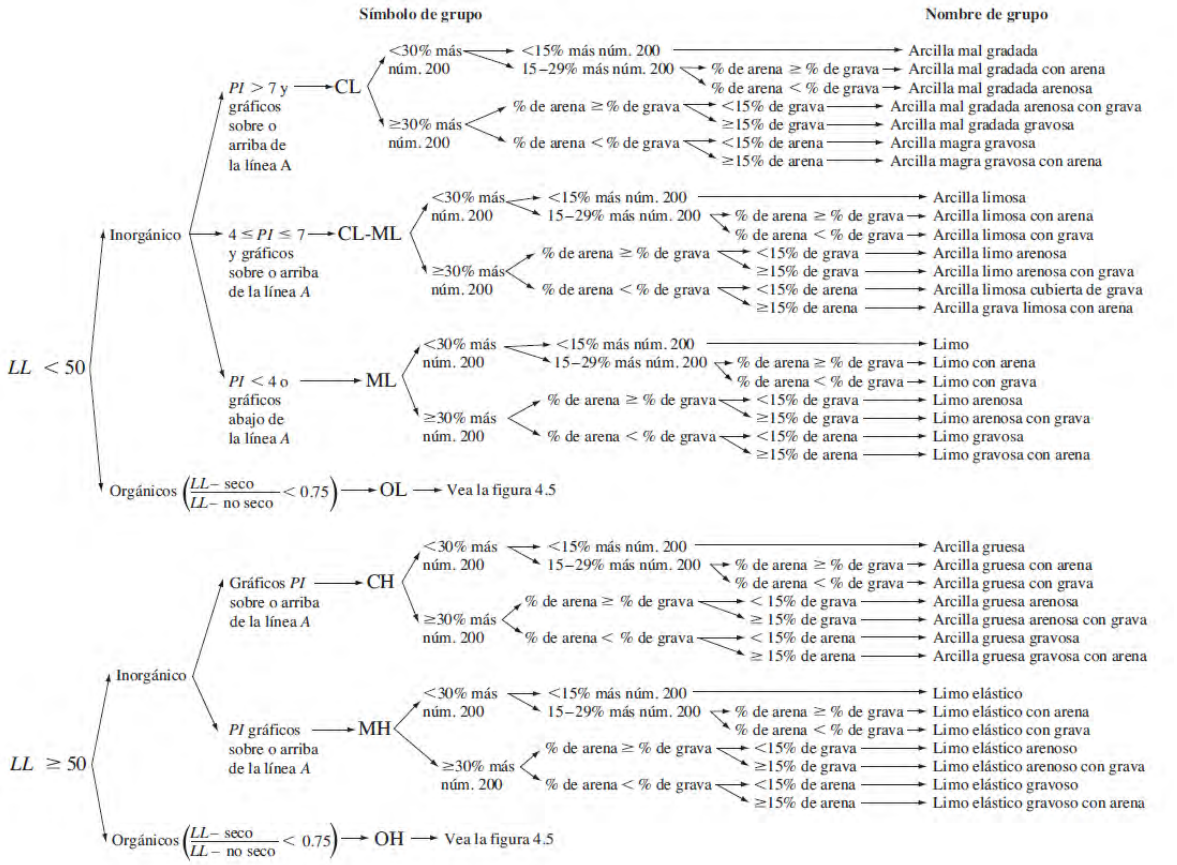


Nota. Tomado de (Carter & Bentley, 2016).

Para su nomenclatura usamos el siguiente diagrama de flujo de nombres de los grupos para limo inorgánico y suelos arcillosos:

Figura 5

Flujograma de para limos inorgánicos y suelos arcillosos



Nota. Tomado de (Das, 2015).

En el caso de la clasificación de los suelos de grano grueso, decimos que el suelo es Grava cuando más de la mitad de la fracción gruesa es mayor de 4,75 mm, mientras que decimos que el suelo es arena cuando más de la mitad de la fracción gruesa es menor de 4,75 mm (Carter & Bentley, 2016).

Para la clasificación más precisa de estos suelos de grano grueso usamos el siguiente criterio:

Tabla 4

Clasificación de suelos mediante Sistema unificado de clasificación

Divisiones Principales	Criterios de Prueba		Símbolos de prueba
	Pasa por tamiz de 75 µm	Otros Criterios de Prueba	
Grava limpia (con poca o ninguna cantidad de finos)	<5%	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \geq 4$	GW
		$1 < C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10}.D_{60}} < 3$	
		No cumple ambos criterios para GW	GP
Grava con finos (cantidad apreciable de finos)	>12%	Gráficas por debajo de la línea A o PI<4	GM
		Gráficas por encima de la línea A y PI>7	GC
		Gráficas en el área sombreada del gráfico de plasticidad CL-ML	GC-GM
Grava con cantidad intermedia de finos	5 – 12%	Cumple los criterios de esta columna para GW y GM	GW-GM
		Cumple los criterios de la columna para GW y GC	GW-GC
		Cumple los criterios de la columna para GP y GM	GP-GM
		Cumple los criterios de la columna para GP y GC	GP-GC

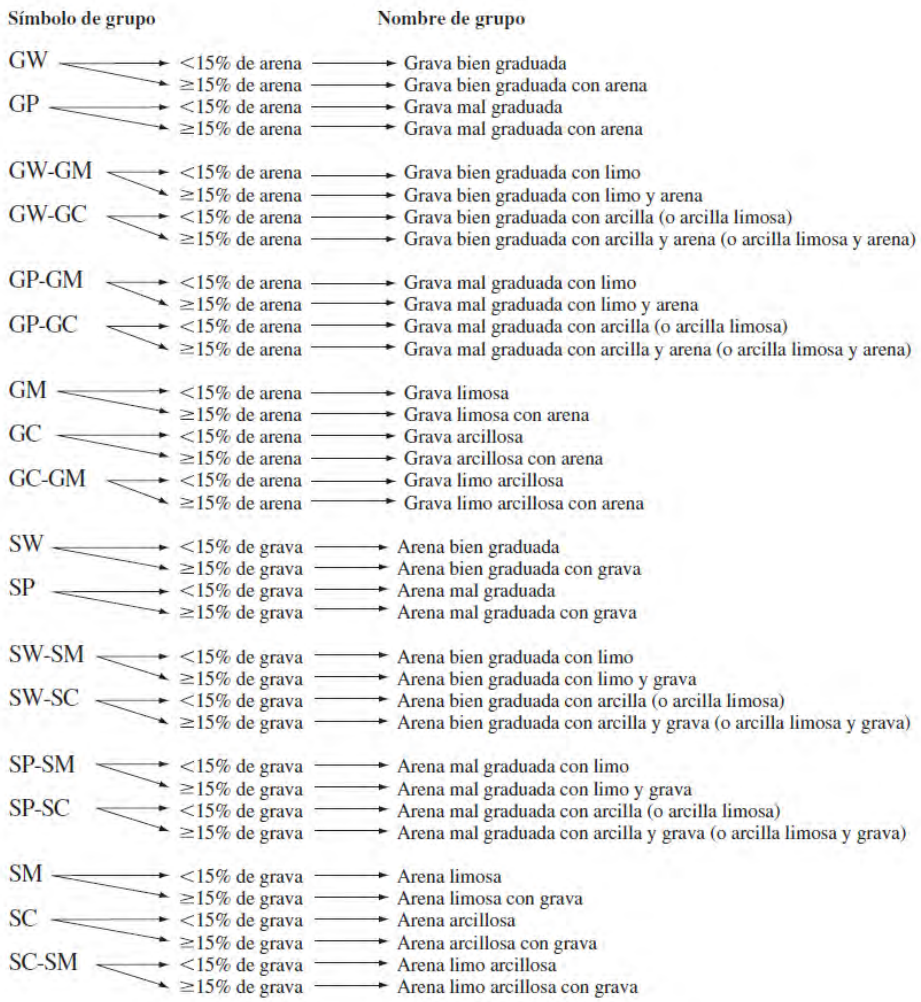
Divisiones Principales	Criterios de Prueba		Símbolos de prueba
	Pasa por tamiz de 75 µm	Otros Criterios de Prueba	
Arenas limpias (con poca o ninguna cantidad de finos)	<5%	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \geq 6$	SW
		$1 < C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10}.D_{60}} < 3$	
		No cumple ambos criterios para SW	SP
Arenas con finos (cantidad apreciable de finos)	>12%	Gráficas por debajo de la línea A o PI<4	SM
		Gráficas por encima de la línea A y PI>7	SC
		Gráficas en el área sombreada del gráfico de plasticidad, marcada CL-ML	SC-SM
Arenas con cantidad intermedia de finos	5-12%	Cumple los criterios de esta columna para SW y SM	SW-SM
		Cumple los criterios de esta columna para SW y SC	SW-SC
		Cumple los criterios de la columna para SP y SM	SP-SM
		Cumple los criterios de la columna para SP y SC	SP-SC

Nota. Adaptado de (Carter & Bentley, 2016)

Para su nomenclatura utilizamos el siguiente diagrama de flujo:

Figura 6

Flujograma de nomenclatura



Nota. Tomado de (Das, 2015).

2.2.1.4. Estado de compacidad en suelos

2.2.1.4.1. Densidad Relativa del suelo

La densidad relativa es un índice que cuantifica el grado de acomodo de las partículas de suelos de grano grueso, comparando su estado in situ con las configuraciones de mayor y menor densidad obtenidas del mismo suelo (Budhu, 2011).

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

Donde:

D_r : Densidad relativa, por lo general expresada en porcentaje

e : Relación de vacíos in situ del suelo

$e_{máx}$: Índice de vacíos del suelo en la condición más suelta

$e_{mín}$: Índice de vacíos del suelo en la condición más densa

El índice de densidad relativa (D_r) oscila en un rango de 0 a 1, donde el valor mínimo identifica a un suelo en estado muy suelto y el máximo a uno en estado muy denso. Basándose en este parámetro, en la ingeniería geotécnica se clasifica cualitativamente la compacidad de los depósitos granulares (Das, 2015).

Tabla 5

Descripción cualitativa de depósitos granulares de suelo

Densidad relativa (%)	Descripción del depósito de suelo
0–15	Muy suelto
15–50	Suelto
50–70	Medio
70–85	Denso
85–100	Muy denso

Nota. Tomado de (Das, 2015).

2.2.1.4.2. Índices de vacíos mínimo y máximo

La determinación de la densidad relativa (D_r) requiere el conocimiento previo de la densidad máxima (relacionado al índice de vacíos mínimo) y la densidad mínima (relacionado al índice de vacíos máximo) del material. Asimismo, si se dispone del valor de la gravedad específica de los sólidos (G_s), es posible calcular los índices de vacíos máximo y mínimo a partir de la densidad mínima y máxima respectivamente, mediante el uso de relaciones volumétricas y gravimétricas (Riquelme & Dorador, 2014).

$$e = \frac{G_s \rho_w}{\rho_d} - 1$$

Donde:

G_s : Gravedad Específica

ρ_w : Densidad del agua (g/cm^3)

ρ_d : Densidad seca del suelo (g/cm^3)

Para la obtención de la densidad mínima y la densidad máxima de un suelo se deben utilizar los procedimientos descritos en ASTM D4254 y en ASTM D4253 respectivamente.

Sobre la obtención de la densidad mínima a través de ASTM D4254 (por lo tanto, el índice de vacíos máximo), es necesario preparar una muestra de arena seca y verterla dentro de un molde de volumen conocido mediante el uso de un embudo, de tal manera que el material se deposite en un estado lo más suelo posible para llenar por completo el molde. Posteriormente se pesa la muestra contenida en el molde, y con el volumen conocido se puede determinar el valor de la densidad mínima. Además, para conocer la relación de vacíos máxima ($e_{máx}$) se debe vincular esta densidad seca mínima, la gravedad específica del material y la densidad del agua; a través de la ecuación volumétrica previamente presentada (Riquelme & Dorador, 2014).

Para la obtención de la densidad máxima a través de ASTM D4253 (por lo tanto, el índice de vacíos mínimo), es necesario la utilización de una mesa vibratoria. Sin embargo, también existen correlaciones empíricas como es el caso del estudio planteado por (Cubrinovski & Ishihara, 2002). En este estudio, se presenta un conjunto de correlaciones empíricas que demuestran la relación entre los índices de vacíos (máximo y mínimo) con las propiedades del material de las arenas estudiadas, específicamente su contenido de finos (Cubrinovski & Ishihara, 2002).

Estas correlaciones son:

- Para arenas limpias (Contenido de Finos = 0 – 5%):

$$e_{máx} = 0.072 + 1.53(e_{mín})$$

- Para arenas con finos (5% < Contenido de Finos <= 15%):

$$e_{máx} = 0.25 + 1.37(e_{mín})$$

- Para arenas con finos y arcillas (15% < Contenido de Finos <= 30% y Contenido de arcilla = 0 – 5%):

$$e_{máx} = 0.44 + 1.21(e_{mín})$$

- Para suelos limosos (30% < Contenido de Finos <= 70% y Contenido de arcilla = 5 – 20%):

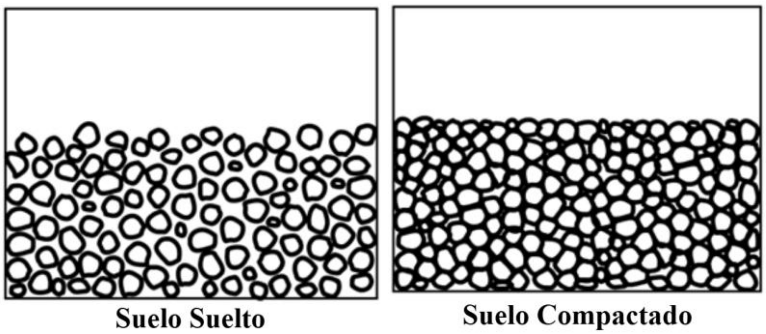
$$e_{máx} = 0.44 + 1.32(e_{mín})$$

2.2.1.5. Compactación de suelos

La compactación de suelos puede ser definida como el proceso de densificación (reducción de índice de vacíos), que normalmente se logra a través de compactadores mecánicos y martillos en conjunto con la adición de agua (Budhu, 2011). También se puede entender a la compactación como el mejoramiento artificial de las propiedades mecánicas de los suelos por medios mecánicos, asemejándose con la consolidación en que ambos procesos buscan la disminución del volumen (Badillo, 2005).

Figura 7

Compactación de suelos



Nota. Adaptado de (Multiquip, 2011).

2.2.1.5.1. Beneficios de la compactación de suelos

Los beneficios de realizar compactación de suelos son (Bowles, 1982):

- Incremento de la resistencia del suelo.
- Aumento de la capacidad portante.
- Reducción de los asentamientos (menor compresibilidad).
- Disminución del flujo de agua a través del suelo (filtración).
- Reducción de la expansión (hinchamiento) y del colapso del suelo (contracción).
- Incremento de la estabilidad del suelo.
- Disminución de los daños causados por heladas.

2.2.1.5.2. Factores que afectan la compactación de suelos

- **Tipo de suelo:** Todos los tipos de suelo se comportan de forma diferente con respecto a su máxima densidad y contenido de humedad óptimo. En caso de los suelos cohesivos, un contenido de humedad adecuado es fundamental para una compactación adecuada, la cual en este tipo de suelo se logra mediante fuerzas de impacto o presión. Por otro lado, los suelos granulares (arenas y gravas), pueden alcanzar una densidad óptima de forma independiente del contenido de agua (Multiquip, 2011).
- **Contenido de humedad:** La compactación en suelos saturados produce una respuesta más pronunciada a la energía suministrada debido a la reducción de los vacíos de aire producidos por la presencia de agua en el suelo, lo que aumenta la eficiencia de compactación (Banerjee et al., 2022; Quevedo, Roehl y López, 2024; Katou, Miyaji y Kubota, 1987 citados en Akter et al., 2025).
- **Esfuerzo o Energía de compactación:** Es la medida de energía mecánica aplicada a la masa de suelo, en términos de campo, este valor está relacionado con el número de pasadas de la pieza particular del equipo de compactación en un volumen dado de suelo (Bowles, 1982).

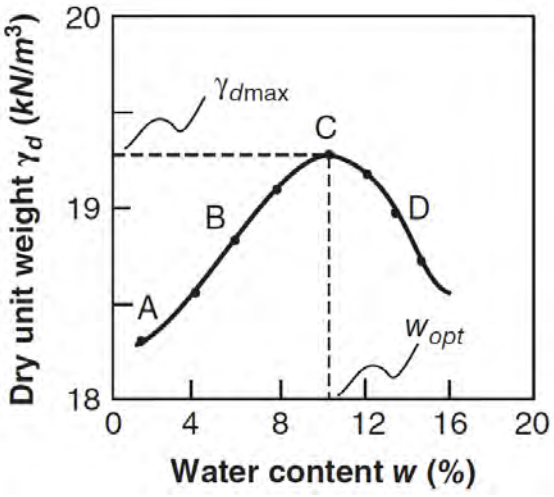
2.2.1.5.3. Relación humedad – densidad en la compactación

El grado de compactación se suele evaluar en función del peso unitario seco alcanzado por el suelo compactado. Durante este proceso, la incorporación de agua tiene mucha importancia, ya que actúa como lubricante entre las partículas del suelo, facilitando su desplazamiento relativo y permitiendo que adopten una posición de empaquetadura más densa; es decir, el agua favorece el reacomodo de las partículas sólidas dentro de un volumen determinado, para que las partículas de suelo se dispongan de forma más eficiente y reduciendo los vacíos de aire dentro de la estructura

del suelo. Por ello, cuando el contenido de humedad del suelo aumenta bajo un mismo esfuerzo de compactación, el peso unitario seco tiende a incrementarse inicialmente. Sin embargo, cuando el contenido de humedad supera cierto límite, el comportamiento cambia y el peso unitario seco empieza a disminuir. Esto debido a que el agua adicional empieza a ocupar parte de los vacíos del suelo, disminuyendo la efectividad del reacomodo de las partículas sólidas durante la compactación. El contenido de humedad correspondiente al máximo valor alcanzado del peso unitario seco se conoce como contenido de humedad óptimo, condición en la cual el suelo alcanza su mayor grado de densificación bajo una energía de compactación determinada (Das, 2015).

Figura 8

Compactación de suelos



Nota. Tomado de (Briaud, 2023).

2.2.1.5.4. Ensayos de compactación en laboratorio

Los ensayos de laboratorio son usados para establecer las características del suelo a compactar, para establecer los valores objetivo que deben alcanzarse en campo y para describir las especificaciones técnicas de los trabajos de compactación (Briaud, 2023).

El ensayo Proctor estándar fue desarrollado para que por medio de una cantidad estándar de energía mecánica (esfuerzo de compactación) aplicada, se pueda determinar el peso unitario

seco máximo de un suelo. En este ensayo una muestra seca de suelo se mezcla con agua y se compacta en un molde cilíndrico de volumen 9.44×10^{-4} m^3 utilizando golpes repetidos de un martillo de 2.5 kg, que cae libremente desde una altura de 305 mm. El suelo se compacta en tres capas, cada una de las cuales recibe 25 golpes (Budhu, 2011).

Posteriormente, se desarrolló el ensayo Proctor modificado para representar de mejor forma los procesos de compactación realizados por equipos cada vez más pesados. En este procedimiento, generalmente, se utiliza el mismo molde que en el ensayo Proctor estándar, con un volumen aproximado de 943.3 cm^3. No obstante, el método de compactación difiere, ya que el suelo se compacta en cinco capas mediante un martillo con un peso de 44.5 N (equivalente a una masa de 4.536 kg), que cae desde una altura de 457.2 mm. De manera similar al ensayo estándar, cada capa recibe 25 golpes durante el proceso de compactación (Das, 2015).

En todo momento se tendrá en cuenta que la energía de compactación de laboratorio generada en la prueba de compactación Proctor estándar o modificado, está dado por la fórmula siguiente (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2012):

$$E_v = \frac{(N)(n)(P)(h)}{V} = \frac{(N)(n)(m)(g)(h)}{V}$$

Donde:

E_v : Energía de compactación por unidad de volumen (J/m^3)

N : Número total de golpes aplicados al volumen "V"

n : Número total de capas de suelo a compactar

P : Peso del pisón (N)

m : Masa del pisón (kg)

g : Aceleración de la gravedad ($9.81 m/s^2$)

h : Caída efectiva por golpe (m)

V : Volumen compactado (m^3)

La energía estándar usada en la prueba Proctor estándar y en la prueba de Proctor modificado por unidad de volumen de suelo pueden escribirse como (Das, 2015):

Proctor Estándar:

$$E = \frac{(25)(3)(24.4)(0.3048m)}{(943.3)(10^{-6})m^3} = 591.30\ kN - m/m^3$$

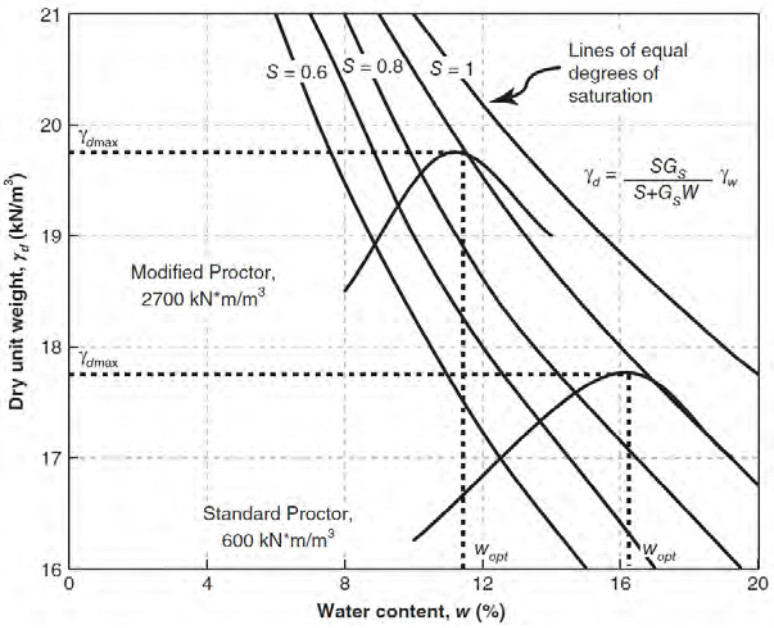
Proctor Modificado:

$$E = \frac{(25)(5)(44.5 * 10^{-3}kN)(0.4572m)}{(943.3)(10^{-6})m^3} = 2696\ kN - m/m^3$$

Sobre la influencia de la energía en la compactación, al aumentar la energía de compactación para un mismo suelo, este aumenta su peso volumétrico seco máximo y disminuye su humedad óptima (Crespo Villalaz, 2004).

Figura 9

Influencia de la energía de compactación en las pruebas Proctor



Nota. Tomado de (Briaud, 2023).

2.2.1.5.5. Compactación de suelos cohesivos en laboratorio

Los suelos finos cohesivos pueden ser compactados en laboratorio mediante masas que caen o martillos. Durante el ensayo de compactación por impacto, un peso o martillo cae un determinado número de veces en un molde donde está el material. Durante este procedimiento se debe controlar: el tamaño del martillo, la altura de caída, el número de golpes, el número de capas de suelo y el volumen del molde (Bowles, 1982).

Entre las técnicas empleadas para este propósito se encuentra el método de apisonado húmedo, cuya descripción teórica se desarrolla en una sección posterior del presente marco teórico.

2.2.1.6. Consolidación unidimensional y tiempo de consolidación en suelos cohesivos

2.2.1.6.1. Concepto de consolidación primaria y secundaria

Cuando un depósito de suelo es cargado se producen deformaciones. La deformación vertical total se conoce como asentamiento. Se puede distinguir 3 componentes para el asentamiento total, los cuales son (Holtz & Kovacs, 1981):

(i) Asentamiento inmediato

(ii) Asentamiento por consolidación (consolidación primaria)

(iii) Compresión o consolidación secundaria

La consolidación primaria es el cambio de volumen de suelo debido a la expulsión del agua de los poros, y a la transferencia de la presión de poros a las partículas de suelo, hasta que eventualmente se disipe prácticamente todo el exceso de presión de agua. Mientras, la consolidación secundaria es un proceso que consiste en el cambio de volumen de un suelo de grano fino que ocurre una vez se concluyó la consolidación primaria, la cual consiste en el reajuste lento de la estructura interna del suelo a tensión efectiva constante (Budhu, 2011).

2.2.1.6.2. Ecuación de consolidación de Terzaghi y coeficiente de consolidación

Para representar el proceso de consolidación de capas horizontales de arcilla se utiliza la siguiente ecuación diferencial (Terzaghi, 1943):

$$\frac{\delta u}{\delta t} = \frac{k}{\gamma_w m_v}\frac{\delta^2 u}{\delta z^2}$$

Donde:

u : Presión del agua intersticial (kPa)

z : Profundidad medida desde la superficie drenante hacia el interior del estrato (m)

t : Tiempo (segundos)

k : Permeabilidad de la arcilla (m/s)

γ_w : Peso específico del agua (9.81kN/m3)

m_v : Coeficiente de compresibilidad de volumen (1/kPa)

A partir de esta ecuación, (Terzaghi, 1943) define el valor del coeficiente de consolidación (c_v) el cual matemáticamente puede ser representado como:

$$c_v = \frac{k}{\gamma_w m_v}$$

Donde:

c_v : Coeficiente de consolidación (cm^2/segundo)

Para determinar el coeficiente de consolidación (c_v) tras un incremento de carga específico en una prueba de consolidación unidimensional de laboratorio, se emplean comúnmente dos técnicas gráficas (Das, 2015). Estas son: el método del logaritmo de tiempo (Casagrande & Fadum, 1940), y el método de la raíz cuadrada del tiempo (Taylor, 1942).

Además, existen investigaciones que realizan correlaciones para obtener valores aproximados del coeficiente de consolidación (c_v). Específicamente, existe una correlación (relación empírica) para estimar el orden de magnitud del coeficiente en donde se establece un

vínculo entre el límite líquido y el coeficiente de consolidación (c_v) basado en el trabajo experimental realizado con 280 muestras inalteradas de arcilla limosa, esta correlación es la siguiente (Al- Tae′e & Al-Ameri, 2011):

$$c_v = 4258(LL^{-1.75})$$

Donde:

c_v : Coeficiente de consolidación (m^2/año)

LL : Límite líquido (%)

Generalmente, las arcillas con límite líquido (LL) entre 10 – 100 tienen un valor de coeficiente de consolidación (c_v) en el rango entre 0.30 – 30 m^2/año (Terzaghi et al., 1996).

2.2.1.6.3. Factor de tiempo, grado de consolidación y longitud de drenaje

El factor tiempo (T_v) proviene de la solución de la ecuación diferencial gobernante para la teoría de consolidación unidimensional (Briaud, 2023). El factor tiempo es un número adimensional que puede expresarse como (Das, 2015):

$$T_v = \frac{c_v t}{H_{dr}^2}$$

Donde:

c_v : Coeficiente de consolidación (m^2/s)

t : Tiempo de consolidación (t)

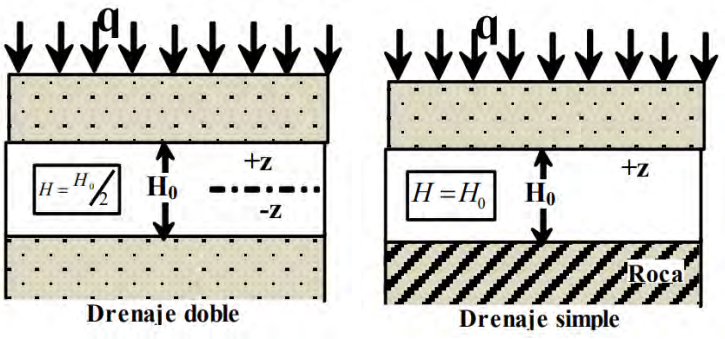
H_{dr} : Longitud de drenaje (m)

Se define a la longitud de drenaje (H_{dr}) como la distancia del camino vertical más largo que debe recorrer una partícula de agua para salir del suelo (Budhu, 2011). Cuando existe drenaje en ambas caras de la capa de suelo, se considera la altura de drenaje como la mitad de la altura total de dicha capa; mientras que cuando solo existe drenaje por solo una cara de la capa de suelo, se

considera que la altura de drenaje es la altura total de dicha capa (Duque Escobar & Escobar P., 2016):

Figura 10

Altura de drenaje



Nota. Tomado de (Duque Escobar & Escobar P., 2016).

El grado de consolidación promedio (U) para toda la profundidad de una capa de arcilla en cualquier tiempo "t" se puede escribir a partir de la ecuación que representa la razón entre el asentamiento en el tiempo "t" y el asentamiento definitivo (Das, 2015):

$$U = \frac{s_t}{s_p}$$

Donde:

s_t : Asentamiento en el tiempo "t" (m)

s_p : Asentamiento definitivo (m)

La relación entre el grado de consolidación promedio (U) y el factor tiempo (T) se puede observar en el siguiente cuadro, que representa el caso donde el exceso de presión inicial del agua intersticiales es el mismo para toda la profundidad de la capa de consolidación (Das, 2015):

Tabla 6

Variación del factor tiempo con el grado de consolidación

U%	Tv	U%	Tv	U%	Tv	U%	Tv	U%	Tv
1	0.00008	21	0.0346	41	0.132	61	0.297	81	0.588
2	0.0003	22	0.038	42	0.138	62	0.307	82	0.61
3	0.00071	23	0.0415	43	0.145	63	0.318	83	0.633
4	0.00126	24	0.0452	44	0.152	64	0.329	84	0.658
5	0.00196	25	0.0491	45	0.159	65	0.304	85	0.684
6	0.00283	26	0.0531	46	0.166	66	0.352	86	0.712
7	0.00385	27	0.0572	47	0.173	67	0.364	87	0.742
8	0.00502	28	0.0615	48	0.181	68	0.377	88	0.774
9	0.00636	29	0.066	49	0.188	69	0.39	89	0.809
10	0.00785	30	0.0707	50	0.197	70	0.403	90	0.848
11	0.0095	31	0.0754	51	0.204	71	0.417	91	0.891
12	0.0113	32	0.0803	52	0.212	72	0.431	92	0.938
13	0.0133	33	0.0855	53	0.221	73	0.446	93	0.993
14	0.0154	34	0.0907	54	0.23	74	0.461	94	1.055
15	0.0177	35	0.0962	55	0.239	75	0.477	95	1.129
16	0.0201	36	0.102	56	0.248	76	0.493	96	1.219
17	0.0227	37	0.107	57	0.257	77	0.511	97	1.336
18	0.0254	38	0.113	58	0.267	78	0.529	98	1.5
19	0.0283	39	0.119	59	0.276	79	0.547	99	1.781
20	0.0314	40	0.126	60	0.286	80	0.567	100	∞

Nota. Adaptado de (Das, 2015).

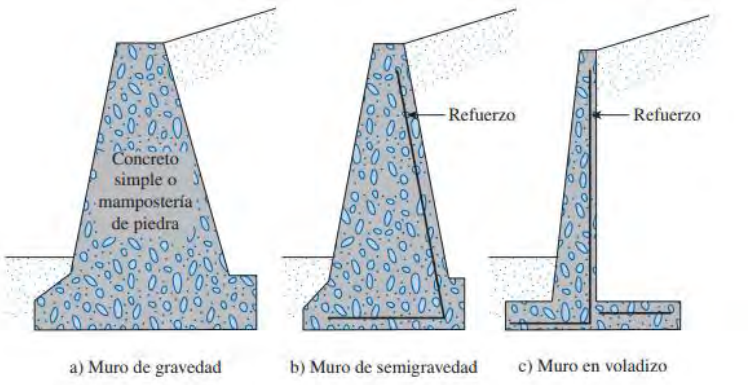
2.2.2. Muros de contención de gravedad

El muro de contención de gravedad es una estructura de sostenimiento cuya estabilidad frente al empuje lateral del terreno depende principalmente de su propio peso. Su principio resistente se basa en que la masa del muro genera acciones estabilizantes suficientes para contrarrestar los empujes del relleno y transmitir las cargas al terreno de cimentación en condiciones admisibles de seguridad. En este tipo de estructura, la función resistente no descansa primordialmente en la flexión de elementos esbeltos ni en la presencia de refuerzo interno significativo, sino en la magnitud de su peso y en la configuración de su sección transversal (Crespo Villalaz, 2004; Das, 2012)

Desde una perspectiva geotécnica, el muro de gravedad no debe entenderse como un elemento aislado, sino como parte de un sistema conformado por el muro, el relleno retenido, el suelo de cimentación y las condiciones de drenaje. En consecuencia, su comportamiento depende de la interacción suelo–estructura, del desarrollo de empujes laterales y de la manera en que las acciones verticales y horizontales se transmiten a la base del sistema (Geotechnical Engineering Office, 2020).

Figura 11

Tipos de muro de contención



Nota. Tomado de (Das, 2012).

2.2.2.1. Configuración geométrica y elementos básicos de la sección

La configuración geométrica del muro de gravedad condiciona directamente su estabilidad. Entre sus parámetros principales se encuentran la altura del muro, el ancho de base, el ancho en coronación, la cara anterior, la cara posterior y la profundidad de cimentación. De manera general, la sección trapezoidal constituye una de las formas más representativas de este tipo de muros, debido a que permite concentrar mayor masa en la base y favorecer una posición más conveniente de la resultante de fuerzas (Crespo Villalaz, 2004; Muhauwiss, 2013).

Dentro de la geometría de base adquieren especial importancia las proyecciones de la cimentación respecto al cuerpo del muro. Estas proyecciones suelen denominarse puntera y talón, respectivamente. Su presencia modifica la distribución de pesos, la excentricidad de la resultante, las presiones de contacto y la resistencia al deslizamiento (Calavera, 1989).

2.2.2.2. Criterios de predimensionamiento geométrico

El predimensionamiento del muro de gravedad constituye la etapa inicial del diseño y consiste en adoptar dimensiones tentativas que posteriormente deben verificarse mediante criterios de estabilidad. La literatura especializada coincide en que esta etapa se desarrolla de manera iterativa: se plantea una sección preliminar, se comprueba su comportamiento y, si los resultados no resultan satisfactorios, se ajustan las dimensiones hasta alcanzar una solución aceptable (Calavera, 1989; Das, 2012; T. E. Harmsen, 2018).

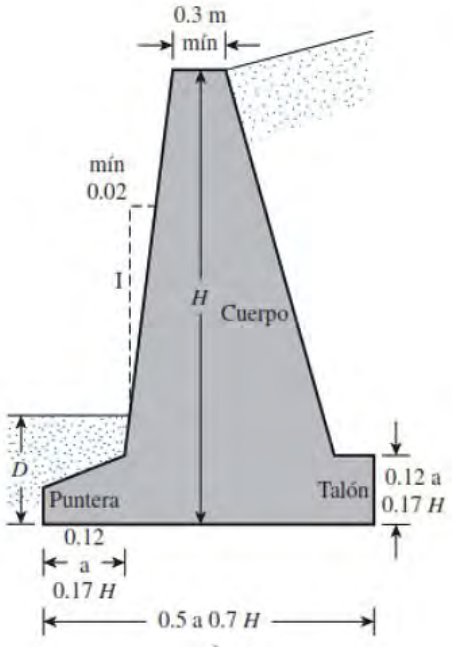
2.2.2.2.1. Propuesta de predimensionamiento de Braja M. Das

Para el diseño de muros de contención, se requiere un predimensionamiento inicial de sus componentes estructurales. Este procedimiento permite realizar verificaciones de estabilidad sobre secciones de prueba; en caso de obtener resultados desfavorables, dichas secciones deben modificarse y someterse a una nueva revisión. Las proporciones generales recomendadas para las dimensiones iniciales se presentan en la siguiente figura. Al respecto, se debe considerar que el

ancho de la corona del muro no debe ser inferior a 0.3 m para garantizar una adecuada colocación del concreto. Asimismo, la profundidad de desplante (D) hasta el nivel inferior de la zapata debe tener un mínimo de 0.6 m, asegurando que la base se sitúe por debajo de la línea de congelamiento estacional (Das, 2012).

Figura 12

Propuesta de predimensionamiento de Braja M. Das



Nota. Tomado de (Das, 2012).

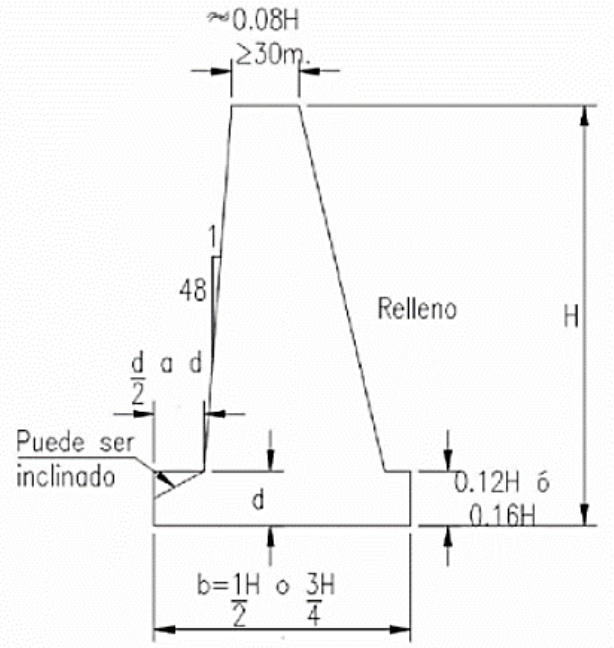
2.2.2.2.2. Propuesta de predimensionamiento de Teodoro Harmsen

La fase inicial del diseño estructural consiste en el predimensionamiento de la sección, con el objetivo de verificar posteriormente el cumplimiento de las condiciones de estabilidad global y resistencia interna. Por lo general, los parámetros de partida son la altura del terreno a contener y las propiedades geomecánicas del material de relleno. Al respecto, se recomienda prescindir del aporte estabilizador del suelo ubicado sobre la puntera (talón anterior), ante la posibilidad de que este sea removido por procesos erosivos o excavaciones futuras. En caso de que las verificaciones

de seguridad resulten insuficientes, se procede al ajuste de las dimensiones geométricas de la estructura (T. E. Harmsen, 2018).

Figura 13

Propuesta de predimensionamiento de Teodoro Harmsen



Nota. Tomado de (T. E. Harmsen, 2018).

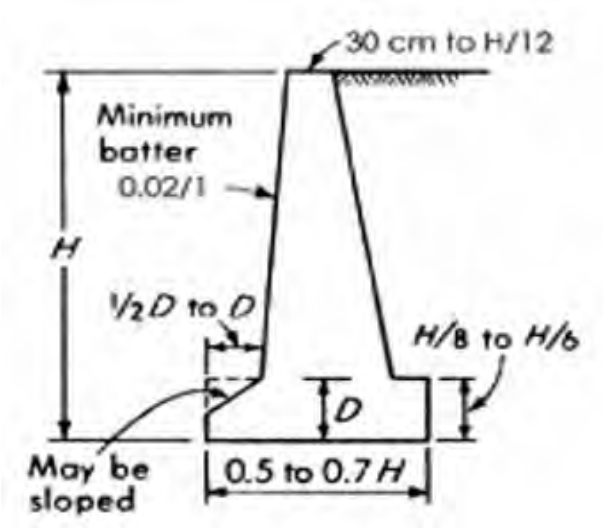
2.2.2.2.3. Propuesta de predimensionamiento de Farouk Majeed Muhauwiss

El diseño de un muro de contención prosigue con la determinación de dimensiones preliminares, las cuales son sometidas a un análisis iterativo para verificar el cumplimiento de los requisitos de estabilidad y resistencia estructural. Dado que se trata de un proceso de aproximaciones sucesivas, es posible obtener múltiples soluciones técnicamente válidas; no obstante, se debe buscar aquella que represente la mayor optimización en términos de eficiencia.

Asimismo, se establece que el ancho de la corona no sea inferior a 0.30 m, así mismo debido a las dimensiones masivas de estos elementos y a los bajos niveles de esfuerzo interno, es factible el empleo de concreto de baja resistencia para su construcción (Muhauwiss, 2013).

Figura 14

Propuesta de predimensionamiento de Farouk Majeed Muhauwiss



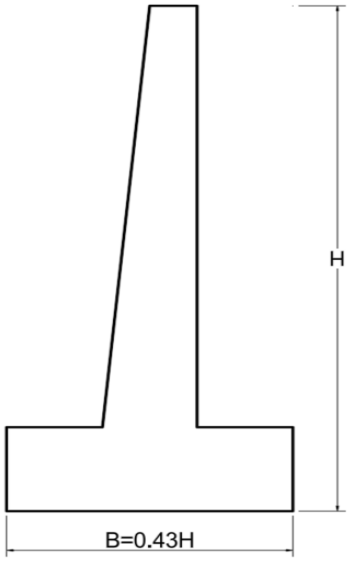
Nota. Tomado de (Muhauwiss, 2013).

2.2.2.2.4. Propuesta de predimensionamiento de Crespo Villalaz

Respecto a la configuración de la sección transversal, se identifican diversas geometrías para estos muros, cuyas tipologías más recurrentes se ilustran en la siguiente figura. En relación con los materiales de construcción, se admite el empleo de mampostería de piedra, ladrillo o concreto ciclópeo. Finalmente, se establece como parámetro dimensional que la longitud de la base guarde una proporción aproximada de 0.43 respecto a la altura total (H) de la estructura (Crespo Villalaz, 2004).

Figura 15

Propuesta de predimensionamiento de Crespo Villalaz



Nota. Adaptado de (Crespo Villalaz, 2004).

2.2.2.2.5. Propuesta de predimensionamiento de José Calavera

En el desarrollo del proyecto de un muro de contención, se distinguen parámetros de carácter fijo y variables sujetas a la determinación del proyectista (Calavera, 1989).

a) Parámetros fijos: Se consideran como tales las propiedades del suelo de fundación, las cuales definen la capacidad portante admisible, el coeficiente de fricción concreto-suelo y el empuje pasivo eventualmente movilizable. Asimismo, se incluyen la cota de corona de la estructura y la profundidad mínima de desplante; al respecto, se recomienda que la base no se sitúe a una profundidad inferior a 1.00 m, con el fin de mitigar los efectos de las variaciones de humedad y las posibles heladas sobre la estabilidad del sistema.

b) Variables de diseño: Comprenden la geometría de la sección transversal, las propiedades del material de relleno en el trasdós y la resistencia característica de los materiales constitutivos del muro.

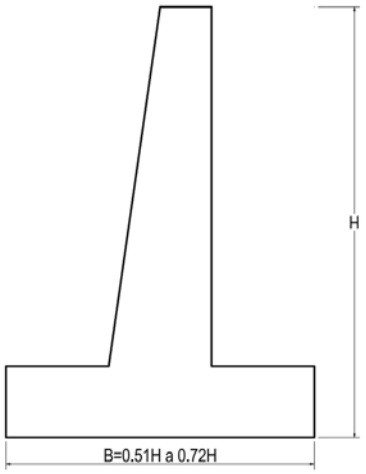
c) Fases del proceso de diseño: El flujo de trabajo para el cálculo estructural de la unidad se divide en las siguientes etapas:

1. Selección de las dimensiones preliminares (predimensionamiento).
2. Determinación del empuje de tierras sobre la estructura.
3. Verificaciones de seguridad, que incluyen la estabilidad frente al volteo y deslizamiento, el análisis de presiones sobre el terreno (en condiciones de servicio y bajo cargas mayoradas) y el diseño estructural de la sección de concreto.

Finalmente, si alguna de las verificaciones resulta insuficiente, se procede al redimensionamiento iterativo de la estructura. Este proceso de aproximaciones sucesivas debe repetirse hasta alcanzar una solución que garantice la seguridad estructural y la optimización económica, lo cual subraya la importancia de un predimensionamiento preciso para minimizar la repetición de los cálculos (Calavera, 1989).

Figura 16

Propuesta de predimensionamiento de José Calavera



Nota. Adaptado de (Calavera, 1989).

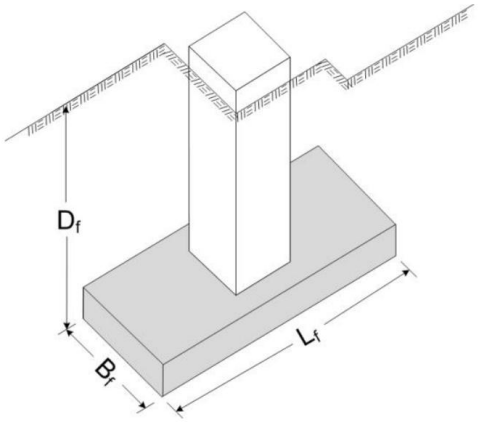
2.2.2.3. Cimentaciones superficiales

La cimentación constituye el elemento estructural encargado de transferir las cargas de la superestructura hacia el terreno. En toda edificación apoyada sobre el suelo, la cimentación cumple el rol de nexo entre la estructura y el sustrato resistente. Dicho de otro modo, la cimentación puede entenderse como una base artificial diseñada para garantizar el apoyo y estabilidad de la construcción (Arora, 2004). En la práctica, las cimentaciones se clasifican en superficiales y profundas, categorías que se diferencian por su geometría, por la forma en que interactúan con el suelo, por la función estructural que desempeñan y por los métodos constructivos que requieren (Garza Vásquez, 2010).

Una cimentación superficial se define como aquella en la que la relación entre la profundidad de desplante (D_f) y la dimensión mínima en planta que usualmente corresponde al ancho (B) es menor o igual a 2.5 (Budhu, 2011). Es decir, una cimentación superficial suele colocarse en el terreno a una profundidad menor que el ancho de la propia cimentación (Das & Sivakugan, 2017).

Figura 17

Geometría de una cimentación superficial típica



Nota. Tomado de (Samtani et al., 2010).

De acuerdo con (Coduto et al., 2016), las cimentaciones superficiales pueden clasificarse en diferentes formas: zapatas de base extendida, losas de cimentación, y otras variantes como zapatas combinadas o excéntricas, dependiendo de la geometría de la superestructura y de las condiciones del suelo.

Por su parte, se puede clasificar las zapatas de base extendida de la siguiente forma:

- Zapatas con L/B < 10 se consideran zapatas aisladas de base extendida, las cuales están diseñadas para distribuir las cargas concentradas transmitidas por una sola columna, evitando la falla por corte del suelo bajo la cimentación. El tamaño de la zapata depende de las cargas impuestas por la columna soportada y de las características de rigidez de los materiales de apoyo situados debajo de la cimentación. Generalmente, la profundidad de influencia significativa para este tipo de zapata varia de 2B a 4B (Samtani et al., 2010).
- Zapatas con L/B ≥ 10 se consideran zapatas continuas o corridas. Las zapatas corridas típicamente soportan un muro portante con el fin de reducir la presión sobre los materiales de fundación. La determinación del tamaño y las consideraciones de diseño estructural son similares a las de las zapatas aisladas, con la excepción de que se asume la condición de deformación plana en la dirección paralela al eje longitudinal de la zapata, es decir un problema bidimensional. Generalmente, la profundidad de influencia significativa para este tipo de zapata será siempre de 4B (Samtani et al., 2010).

Nota. Sobre la profundidad de influencia significativa, se desarrollará con mayor profundidad más adelante en la sección denominada “Zona de influencia de presiones”.

2.2.3. Análisis estático

2.2.3.1. Comportamiento geotécnico-estructural del muro de gravedad

El comportamiento del muro de gravedad se encuentra gobernado por el equilibrio entre acciones desestabilizantes y estabilizantes. Entre las primeras destacan el empuje lateral del terreno, las eventuales sobrecargas aplicadas sobre el relleno y, cuando el drenaje resulta deficiente, las presiones hidrostáticas. Entre las acciones estabilizantes se consideran principalmente el peso propio del muro, la fricción desarrollada en la interfaz muro–suelo y, en determinados casos, la contribución del peso del suelo que actúa verticalmente sobre partes de la base, siempre que dicha contribución permanezca efectivamente movilizable en condiciones de servicio (Calavera, 1989; T. E. Harmsen, 2018).

Asimismo, para fines de diseño habitual, se asume que el muro experimenta desplazamientos suficientes para que el terreno retenido alcance condiciones cercanas al estado activo. Sin embargo, la respuesta real del sistema también se ve influida por la rigidez del muro, la secuencia constructiva, la compactación del relleno, las condiciones hidráulicas y las propiedades resistentes del terreno de cimentación. Por ello, el estudio del muro de gravedad exige un enfoque integrado entre estabilidad geotécnica y comportamiento estructural, y no una aproximación exclusivamente geométrica (Geotechnical Engineering Office, 2020).

2.2.3.2. Presión de tierras en condición estática

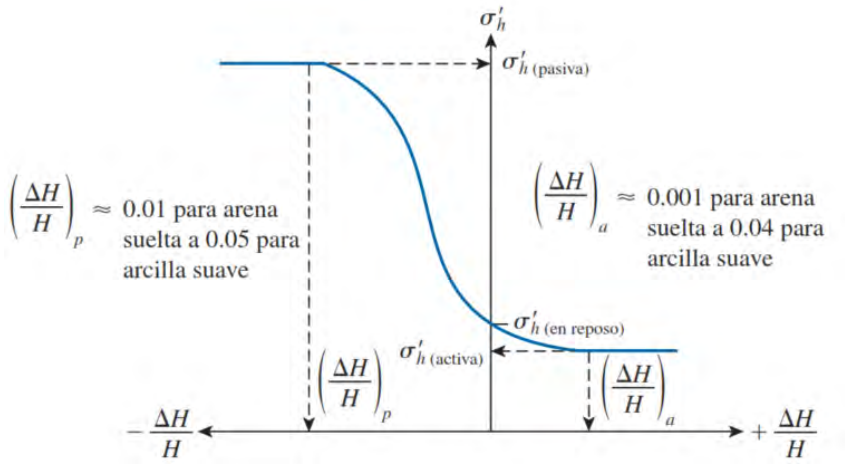
La presión de tierras en condición estática corresponde al conjunto de esfuerzos laterales que el suelo retenido ejerce sobre el muro debido a su propio peso, a sus propiedades resistentes y a las condiciones geométricas e hidráulicas del sistema. En el caso de los muros de contención, estas presiones constituyen la principal acción horizontal que condiciona la estabilidad del conjunto muro–suelo, por lo que su adecuada estimación resulta esencial para el análisis del deslizamiento,

el vuelco, la excentricidad de la resultante y las presiones de contacto en la base (Geotechnical Engineering Office, 2020).

Desde el punto de vista mecánico, la magnitud de la presión lateral no es única, sino que depende del estado de deformación del terreno y del movimiento relativo del muro respecto al relleno. Cuando el muro se desplaza alejándose del suelo retenido, la masa de suelo tiende a movilizar su resistencia al corte y a reducir la presión lateral hasta alcanzar la condición activa; en cambio, cuando el muro se desplaza contra el terreno, la presión lateral aumenta progresivamente hasta movilizarse la condición pasiva. Entre ambos estados existen situaciones intermedias asociadas a deformaciones insuficientes o parciales, por lo que la presión de tierras debe entenderse como una respuesta dependiente de la interacción suelo–estructura y no como un valor puramente geométrico o constante (Briaud, 2023; Clayton et al., 2013).

Figura 18

Naturaleza de la variación de la presión lateral de tierra



Nota. Tomado de (Das, 2012).

2.2.3.3. Tensiones verticales inducidas

Las tensiones inducidas corresponden a las variaciones de esfuerzo que se generan en el subsuelo debido a la aplicación de cargas externas en la superficie o en sus proximidades, tales

como las transmitidas por las cimentaciones de las estructuras. En el caso de cargas aplicadas sobre un área, el cálculo de las tensiones inducidas se realiza habitualmente en relación con la presión de apoyo, empleando para ello la expresión correspondiente (Coduto et al., 2016).

$$\Delta\sigma_z = Iq$$

Donde:

$\Delta\sigma_z$: Tensión vertical inducida Z

I : Factor de influencia para la tensión vertical

q : Presión del apoyo

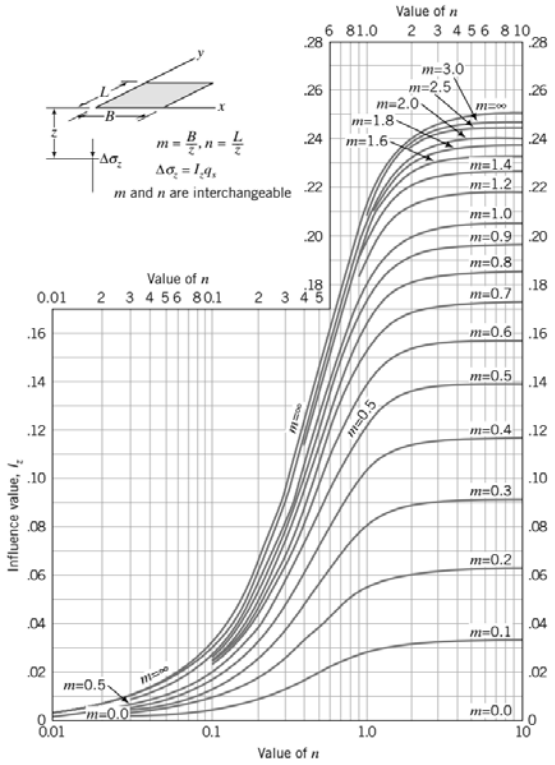
Las cargas aplicadas en superficie (q) pueden clasificarse, de manera general, en finitas e infinitas. Esta división tiene un carácter cualitativo y depende de la interpretación realizada. Dentro de las cargas finitas se incluyen casos como la puntual, la circular o la rectangular; mientras que en el grupo de cargas infinitas se consideran, por ejemplo, los rellenos y las sobrecargas continuas (Budhu, 2011).

Este valor del factor de influencia de esfuerzos verticales (I) representa la fracción decimal de la tensión vertical aplicada que se manifiesta en un punto dentro del suelo. Su valor adopta distintas expresiones según el tipo de carga impuesta en la superficie y el modelo empleado para calcular el esfuerzo inducido (Coduto et al., 2016).

Se puede estimar el valor de "I" para un punto bajo la esquina de un área rectangular cargada uniformemente a través del gráfico mostrado a continuación. En general, el aumento de la tensión vertical es inferior al 10 % de la tensión superficial cuando la profundidad bajo el área cargada es superior a 2B (Budhu, 2011).

Figura 19

Incremento de tensión vertical bajo la esquina de un rectángulo



Nota. Tomado de (Budhu, 2011), a partir de una figura originalmente atribuida a (Navy, 1982).

2.2.3.3.1. Zona de influencia de presiones

En una modelación, ya sea numérica o física, es necesario generar fronteras con ciertas características (por ejemplo, reducción completa de fricción) y ubicarlas de tal manera que sean apropiadas para el problema estudiado y que no influyan de manera indebida en la respuesta del sistema que se está investigando (Wood, 2004).

En el diseño de cimentaciones, para el caso del análisis de asentamiento, se considera la profundidad de la zona de influencia bajo dicha cimentación a una altura en la cual el incremento de la presión en el suelo es como máximo 10% de la presión sobre el nivel de la fundación (Briaud, 2023).

Otras fuentes consideran que la profundidad de influencia significativa para análisis de asentamientos, es decir, la profundidad bajo la base de la cimentación hasta la cual los esfuerzos aplicados se sienten de manera apreciable en el suelo, varía desde 2B para una relación de L/B=1 a 4B para L/B ≥10, donde “L” representa la longitud del cimiento y “B” el ancho de esta (Samtani et al., 2010).

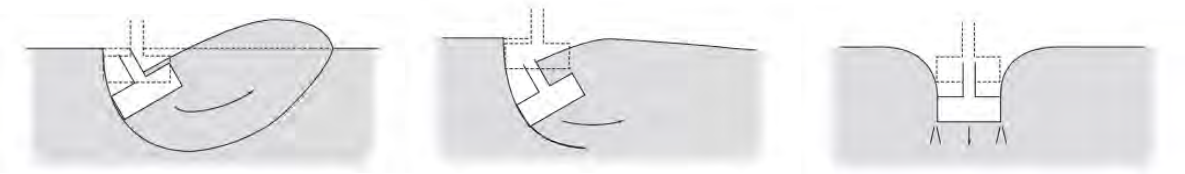
2.2.3.4. Capacidad de carga

Se puede definir como la presión máxima que el suelo puede soportar (Villalobos, 2016).

Las zapatas transmiten las cargas estructurales aplicadas a los suelos cercanos a la superficie. Al hacerlo, inducen tensiones tanto de compresión como de corte en estos suelos. Las magnitudes de estas tensiones dependen en gran medida de la presión de apoyo y del tamaño de la zapata. Si la presión de soporte es lo suficientemente grande, estos esfuerzos de corte pueden exceder la resistencia al corte de los suelos, lo que resulta en una falla en la capacidad de carga. Los investigadores han identificado tres tipos de fallas por capacidad de carga: falla por corte general, falla por corte local y falla por corte por punzonamiento (Badillo, 2005).

Figura 20

Modos de falla de la capacidad de carga



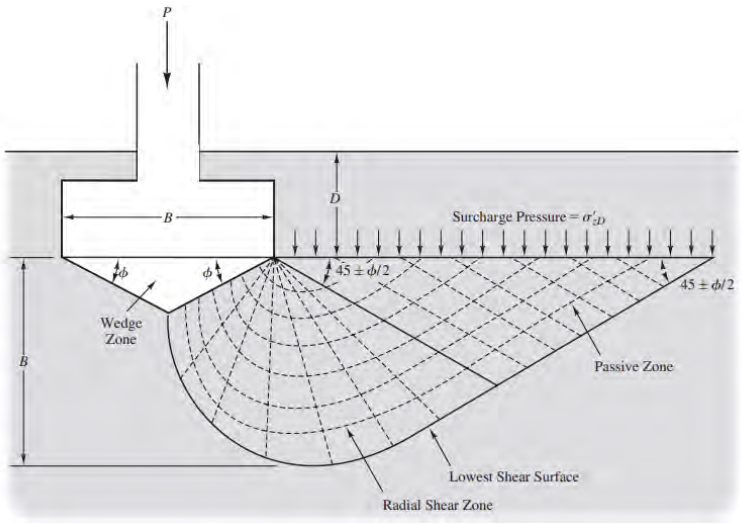
Nota. De izquierda a derecha: falla por corte general, falla por corte local y falla por corte por punzonamiento. Tomado de (Coduto et al., 2016).

2.2.3.4.1. Fórmulas de capacidad de carga de Terzaghi

Terzaghi consideró tres zonas en el suelo. Inmediatamente debajo de la zapata hay una zona de cuña que permanece intacta y se mueve hacia abajo con la zapata. A continuación, una zona de corte radial se extiende desde cada lado de la cuña, donde tomó la forma de los planos de corte como espirales logarítmicas. Finalmente, la porción exterior es la zona pasiva zona de corte lineal en la que el suelo se corta a lo largo de superficies planas (Badillo, 2005).

Figura 21

Geometría de la superficie de falla para Terzaghi.



Nota. Tomado de (Coduto et al., 2016).

Dado que Terzaghi despreció la resistencia al corte de los suelos entre la superficie del suelo y una profundidad D, la superficie de corte se detiene en esta profundidad y el suelo suprayacente ha sido reemplazado con la presión de sobrecarga "σ'_{zD}". Este enfoque es conservador y es parte de la razón para limitar el método a zapatas relativamente poco profundas (D ≤ B). Terzaghi desarrolló su teoría para zapatas continuas (es decir, aquellas con una relación L/B muy grande). Este es el caso más simple porque es un problema bidimensional. (Coduto et al., 2016).

$$q_n = c'N_c + \sigma'_{zD}N_q + 0.5\gamma' BN_\gamma$$

Donde, c', B, σ'_{zD}, γ', D y los factores N_c, N_q y N_γ, representan los parámetros resistentes y geométricos considerados por Terzaghi en la estimación de la capacidad de carga.

2.2.3.5. Presión activa y pasiva

La presión de tierras ejercida sobre un muro de contención varía en función del estado tensional del suelo y del movimiento relativo entre el muro y el relleno. En términos geotécnicos, cuando el terreno no experimenta deformación lateral, el esfuerzo horizontal corresponde al estado en reposo; sin embargo, cuando se producen desplazamientos del muro, el estado tensional evoluciona hasta aproximarse a dos condiciones límite de equilibrio plástico: la condición activa y la condición pasiva. El Geotechnical Engineering Office establece que, según la magnitud de la deformación lateral, el estado final del suelo puede situarse entre estos dos estados límite, conocidos como activo (Ka) y pasivo (Kp), lo que confirma que la presión lateral no debe tratarse como una magnitud constante, sino como una respuesta dependiente de la interacción suelo–estructura (Geotechnical Engineering Office, 2020).

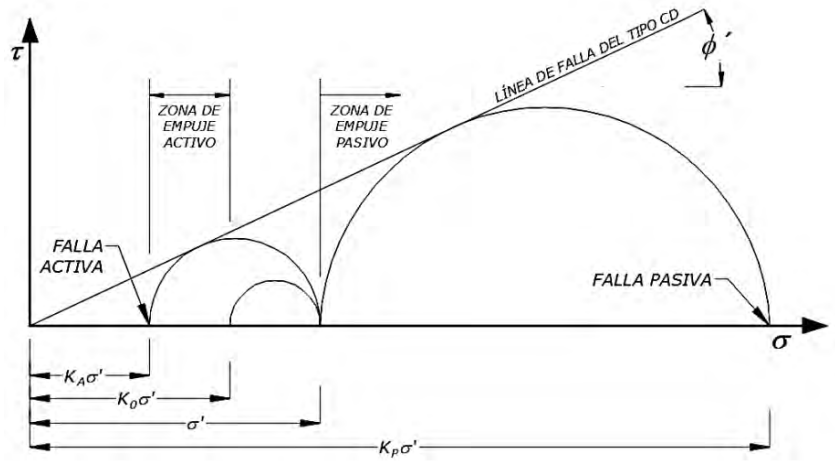
La presión activa corresponde al estado en el que el muro se desplaza suficientemente alejándose del relleno, de modo que la presión lateral disminuye hasta alcanzar un valor mínimo. En cambio, la presión pasiva se desarrolla cuando el muro se desplaza hacia el terreno retenido, incrementando la presión lateral hasta alcanzar un valor máximo. Esta distinción es fundamental, porque establece que ambas condiciones representan estados límite asociados al movimiento del muro y no simples coeficientes geométricos aplicables de forma automática.

La movilización de estos estados no ocurre con la misma facilidad. La evidencia experimental y la literatura especializada muestran que para alcanzar la condición activa suelen bastar desplazamientos relativamente pequeños del muro; por el contrario, para movilizar plenamente la condición pasiva se requieren deformaciones considerablemente mayores. Clayton, Woods, Bond y Milititsky (2013) señalan que, a medida que el muro se aleja de la condición en

reposo y se desplaza separándose del suelo, el coeficiente de presión lateral disminuye hasta alcanzar el valor mínimo asociado a “Ka”; si el muro se desplaza en sentido opuesto, el coeficiente aumenta hasta alcanzar el valor máximo correspondiente a “Kp”. Además, dichos autores remarcan que la movilización del estado pasivo exige desplazamientos bastante más grandes que los necesarios para desarrollar el estado activo. Esta diferencia no es menor: en diseño y en interpretación experimental, asumir pasivo pleno sin justificar deformaciones suficientes conduce fácilmente a sobreestimar la estabilidad del sistema.

Figura 22

Estados de falla plástica en el diagrama de Mohr



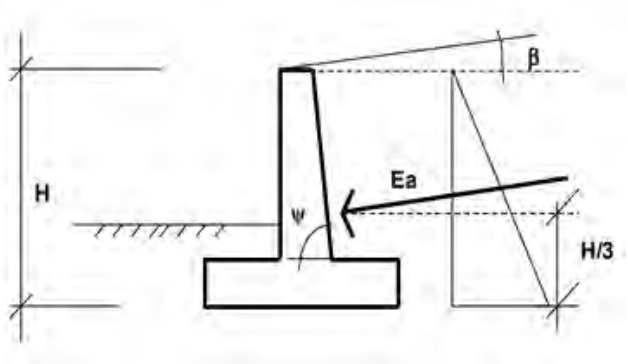
Nota. Tomado de (Barragán Ramírez, 2019).

Desde el punto de vista mecánico, el cambio entre estado en reposo, activo y pasivo responde a la progresiva movilización de la resistencia cortante del suelo. El Geotechnical Engineering Office explica que, si el círculo de Mohr alcanza la envolvente de falla, se considera que el suelo ha llegado a una condición de equilibrio plástico; por ello, los estados activo y pasivo deben entenderse como configuraciones límite de esfuerzos, gobernadas por la resistencia del terreno y por el patrón de desplazamiento del muro. En un muro de gravedad ciclópeo, esta

precisión es especialmente importante, ya que la masa del muro y la geometría de su base condicionan el modo de movimiento predominante y, con ello, la forma en que se movilizan las presiones del suelo.

Figura 23

Empuje activo para un muro de contención



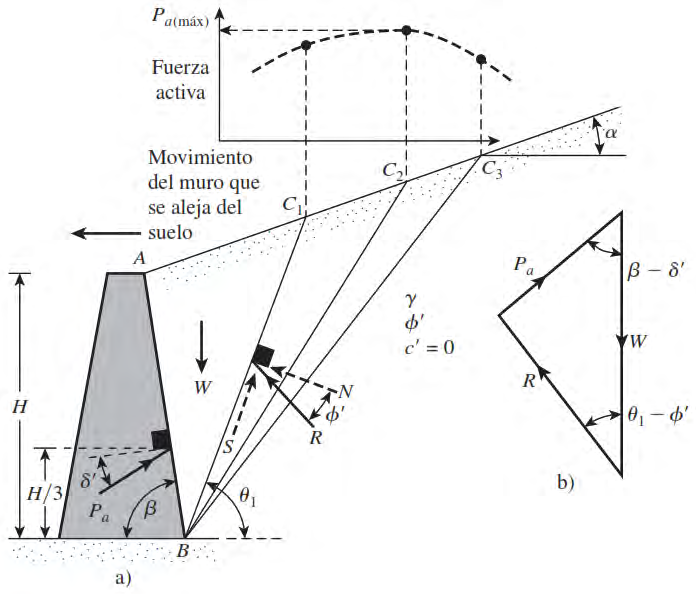
Nota. Tomado de (Torres Belandria, 2008).

2.2.3.6. Teoría de Coulomb para presión activa

En 1776, Coulomb propuso una teoría para calcular la presión lateral de tierra sobre un muro de retención con relleno de suelo granular. En esta teoría se toma en consideración la fricción del muro. Para aplicar la teoría de la presión activa de tierra de Coulomb, considere un muro de retención con su cara posterior inclinada a un ángulo "β" con la horizontal, como se muestra en la figura. El relleno es un suelo granular con una pendiente a un ángulo "α" con la horizontal (Das, 2012).

Figura 24

Presión activa de Coulomb



Nota. Tomado de (Das, 2012).

Además, sea "δ'" el ángulo de fricción entre el suelo y el muro (es decir, el ángulo de fricción del muro).

Ante presión activa, el muro se moverá alejándose de la masa de suelo (hacia la izquierda en la figura). Coulomb supuso que, en ese caso, la superficie de falla en la masa de suelo sería un plano (por ejemplo, BC1, BC2, etc.). Por lo tanto, para determinar la fuerza activa, considere una cuña de falla de suelo posible ABC1. Las fuerzas que actúan sobre esta cuña (por longitud unitaria a ángulos rectos respecto a la sección que se muestra) son las siguientes (Das, 2012):

- El peso de la cuña, W.
- La resultante, R, de las fuerzas cortantes normal y resistente a lo largo de la superficie, BC1. La fuerza R estará inclinada a un ángulo ϕ' respecto a la normal trazada hasta BC1.

- La fuerza activa por longitud unitaria del muro, P_a, que estará inclinada a un ángulo δ' respecto a la normal trazada hasta la cara posterior del muro

Para fines de equilibrio, se puede trazar un triángulo de fuerzas, como se muestra en la figura anterior. Observe que θ1 es el ángulo que forma BC1 con la horizontal. Debido a que la magnitud de W, así como las direcciones de las tres fuerzas, se conocen, el valor de P_a ahora se puede determinar. De manera similar, las fuerzas activas de otras cuñas de prueba, como ABC2, ABC3, etc., se pueden determinar. El valor máximo de P_a determinado de esta manera es la fuerza activa de Coulomb, que se puede expresar como:

$$P_a = \frac{1}{2} * Ka * \gamma * H^2$$

Donde:

$$\text{Ka} = \frac{\sin(\beta + \emptyset'_1)^2}{\sin(\beta)^2 * \sin(\beta - \delta) * \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\emptyset'_1 + \delta) * \sin(\emptyset'_1 - \alpha)}{\sin(\beta - \delta) * \sin(\alpha + \beta)}}\right)^2}$$

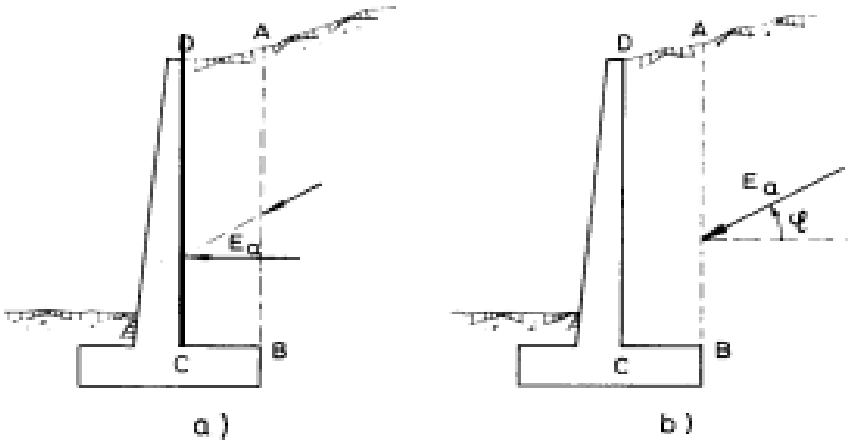
En el diseño real de muros de retención, el valor del ángulo de fricción del muro δ' se supone que está entre: $\delta' = [\frac{1}{2}\phi'; \frac{2}{3}\phi']$

A) Caso de muros con Talón

Cuando se realiza el análisis de un muro de contención con talón, la masa de tierra ABCD, especificada en el gráfico a continuación, gira o se desliza junto con el muro de contención.

Figura 25

Muros con puntera y talón



Nota. Tomado de (Calavera, 1989).

Para el cálculo de empuje en este caso, se considera que actúa sobre la línea imaginaria AB, pasando por el extremo del talón. Sin embargo, en este caso la presión se calcula para un valor de $\delta = \varphi$. Este método puede suponer un ahorro importante en aquellos casos en que las condiciones de vuelco o deslizamiento sean críticas en el proyecto. Esto precisamente no es frecuente en los muros con talón (Calavera, 1989).

2.2.3.7. Empuje debido a sobrecargas

La sobrecarga en el contexto de muros de contención puede entenderse como toda acción externa adicional al peso propio del suelo que, al aplicarse sobre el talud contenido, se transmite en forma de presiones laterales al muro. Estas presiones pueden adoptar distintas configuraciones según la naturaleza de la carga, manifestándose de manera distribuida, lineal o concentrada, ya sea por efectos estáticos como cargas uniformemente repartidas, franjas o puntuales, o por acciones vivas como el tránsito vehicular. En cualquier caso, estas solicitaciones deben sumarse a las presiones propias del terreno, habitualmente calculadas mediante el coeficiente de empuje lateral,

para representar de manera integral los esfuerzos que actúan sobre la estructura (Das & Sivakugan, 2017).

2.2.3.7.1. Presiones debidas a sobrecargas uniformes

La sobrecarga uniforme genera una presión lateral también uniforme en toda la altura del muro de contención. Este empuje constante de tierras puede definirse como (AASHTO, 2015):

$$\Delta p = Kq$$

Donde:

Δp : Presión de tierras generada por la sobrecarga

K : Coeficiente de empuje de tierras

q : Sobrecarga uniforme aplicada a la superficie superior de la cuña

Además, la resultante de esta presión (empuje de tierra) generado por la sobrecarga está definido por:

$$E_S = \Delta p H$$

Donde:

E_S : Empuje de tierras resultante generada por la sobrecarga

H : Altura

Asimismo, el efecto de la sobrecarga en el relleno produce un efecto similar al generado por un incremento de la altura del muro. (T. E. Harmsen, 2018)

$$H_s = \frac{q}{\gamma}$$

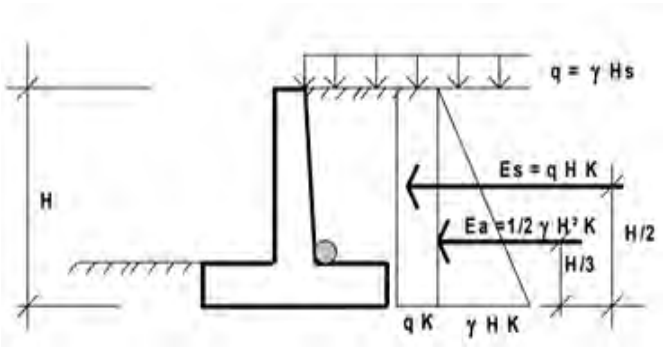
Donde:

H_s : Altura equivalente generado por la sobrecarga (m)

γ : Peso específico (kgf/m^3)

Figura 26

Empuje debido a sobrecarga



Nota. Tomado de (Torres Belandria, 2008).

2.2.3.7.2. Empuje debido a sobrecarga rectangular

La sobrecarga rectangular corresponde a una carga superficial distribuida sobre un área finita del terreno retenido, cuyas dimensiones están delimitadas tanto en la dirección perpendicular como en la dirección paralela al muro de contención. A diferencia de la sobrecarga en franja, que puede idealizarse bajo condiciones de deformación plana, la sobrecarga rectangular genera un incremento localizado de tensiones en el suelo, produciendo un campo tridimensional de esfuerzos que se transmite lateralmente hacia el muro y ocasiona un aumento adicional del empuje de tierras (Geotechnical Engineering Office, 2020).

Desde el punto de vista geotécnico, el efecto de una sobrecarga rectangular depende de su magnitud, de sus dimensiones en planta y de su ubicación respecto al trasdós del muro. Debido a que se trata de una carga de área limitada, su influencia no se distribuye de manera uniforme en todo el relleno, sino que induce un incremento localizado de tensiones verticales y horizontales en la zona de influencia de la carga. En la literatura técnica se señala que este tipo de solicitación puede analizarse mediante soluciones derivadas de la teoría de elasticidad, particularmente a partir de formulaciones modificadas de Boussinesq integradas sobre el área cargada, lo que permite

estimar las tensiones inducidas en distintos puntos del macizo de suelo (Das, 2019; Geotechnical Engineering Office, 2020).

2.2.3.8. Modos de inestabilidad de muros de contención

Los muros de contención pueden perder estabilidad cuando las acciones desestabilizantes generadas por el empuje del terreno, las sobrecargas o las condiciones desfavorables del suelo de cimentación superan la capacidad resistente del sistema muro–suelo. En los muros de gravedad, los modos de inestabilidad externa más relevantes corresponden al giro excesivo, al deslizamiento y a la falla por capacidad de carga, ya que estos mecanismos expresan distintas formas en que puede comprometerse el equilibrio del conjunto. En este sentido, las guías geotécnicas de diseño indican que la revisión de la estabilidad externa de muros de gravedad debe considerar, como mínimo, la falla por deslizamiento, la falla por vuelco y la falla por capacidad portante del terreno de fundación (Geotechnical Engineering Office, 2020).

Desde el punto de vista geotécnico, estos mecanismos no deben interpretarse como fallas independientes del muro considerado de manera aislada, sino como manifestaciones de la interacción entre la geometría de la estructura, el relleno retenido y la resistencia del suelo de cimentación. Por ello, el análisis de estabilidad debe integrar la acción del empuje lateral, la posición de la resultante, la resistencia movilizable en la base y la respuesta del terreno de apoyo, evitando una evaluación limitada únicamente al peso propio del muro o a criterios geométricos simplificados (Calavera, 1989; Clayton et al., 2013).

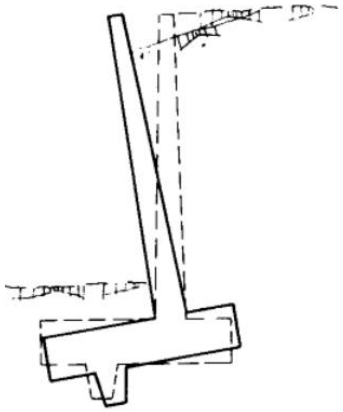
2.2.3.8.1. Giro excesivo del muro

El giro excesivo del muro constituye un mecanismo de inestabilidad en el cual la estructura tiende a rotar alrededor de la puntera, debido a que los momentos desestabilizantes asociados al empuje lateral del terreno superan a los momentos estabilizantes generados principalmente por el peso propio del muro y por las cargas verticales que actúan sobre su base. En términos geotécnicos, este fenómeno se encuentra estrechamente vinculado con la posición de la resultante y con la distribución de presiones de contacto en la cimentación, ya que el desplazamiento progresivo de la resultante hacia la puntera incrementa el riesgo de pérdida de equilibrio por rotación (Briaud, 2023; Geotechnical Engineering Office, 2020).

Asimismo, el giro excesivo implica una redistribución no uniforme de esfuerzos en el terreno de fundación. Cuando la resultante se desplaza de manera desfavorable, la presión bajo la base se concentra hacia el borde delantero y disminuye hacia la zona posterior, lo que puede generar pérdida parcial de contacto, incremento de asentamientos diferenciales y reducción del brazo estabilizante efectivo. Por esta razón, la verificación frente al vuelco no solo representa una comprobación de momentos, sino también una evaluación indirecta del comportamiento tensional del sistema muro–cimiento (Clayton et al., 2013).

Figura 27

Giro excesivo del muro



Nota. Tomado de (Calavera, 1989).

2.2.3.8.2. Deslizamiento del muro

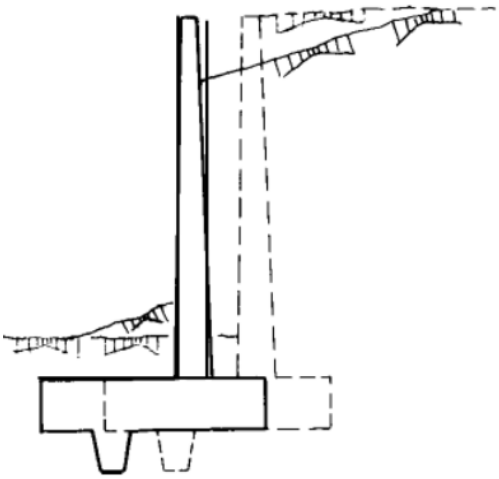
El deslizamiento del muro corresponde a la traslación horizontal del sistema cuando las fuerzas que tienden a empujarlo hacia afuera superan la resistencia movilizable a lo largo de la base o sobre una superficie de falla próxima a ella. Este mecanismo está gobernado principalmente por la relación entre el empuje activo del terreno y la resistencia por fricción, y eventualmente por adherencia, desarrollada en la interfaz entre la base del muro y el suelo de cimentación. En este sentido, la literatura geotécnica define la falla por deslizamiento como una traslación hacia afuera del muro originada por una falla por corte a lo largo de la base o de una superficie de suelo situada por debajo de ella (Briaud, 2023; Geotechnical Engineering Office, 2020).

Desde una perspectiva de diseño, la resistencia pasiva frente a la puntera puede contribuir al equilibrio, pero su consideración debe realizarse con cautela, ya que excavaciones futuras, erosión o pérdida del confinamiento frontal pueden disminuir significativamente dicha resistencia. Por ello, en el análisis geotécnico del deslizamiento se recomienda que la seguridad del muro descanse principalmente en el peso estabilizante y en la resistencia efectiva movilizable en la base,

evitando sobreestimar mecanismos resistentes inciertos o no garantizados durante la vida útil de la estructura (Clayton et al., 2013; T. E. Harmsen, 2018).

Figura 28

Deslizamiento excesivo del muro



Nota. Tomado de (Calavera, 1989).

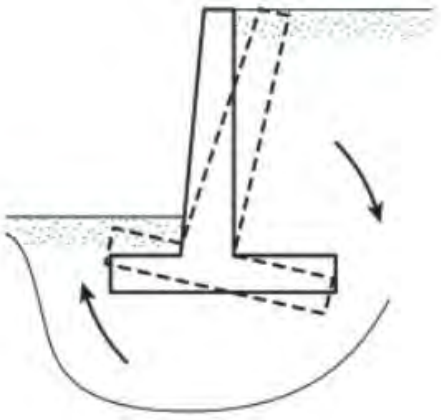
2.2.3.8.3. Falla por capacidad de carga

La falla por capacidad de carga ocurre cuando las presiones transmitidas por el muro al terreno de cimentación exceden la resistencia última del suelo de apoyo. Este mecanismo se ve influido no solo por la magnitud de la carga vertical total, sino también por la excentricidad de la resultante y por la presencia de momentos que generan una distribución no uniforme de presiones en la base. En consecuencia, la capacidad de carga del terreno bajo un muro de contención no debe analizarse como el caso idealizado de una carga centrada, sino como un problema en el que actúan simultáneamente cargas verticales y momentos significativos (Clayton et al., 2013; Geotechnical Engineering Office, 2020).

Geotécnicamente, este modo de falla resulta especialmente sensible a la naturaleza del terreno de fundación, al nivel freático y a la posición de la resultante en la base. En suelos blandos o compresibles, la pérdida de capacidad de carga puede manifestarse mediante asentamientos excesivos, inclinación progresiva del muro o plastificación localizada bajo la puntera. Por ello, su evaluación debe considerar no solo el valor de la presión media transmitida, sino la compatibilidad entre la distribución real de esfuerzos en la base y la resistencia disponible del terreno de apoyo (Clayton et al., 2013).

Figura 29

Deslizamiento profundo de muro



Nota. Tomado de (Das, 2012).

2.2.3.9. Criterios de estabilidad local

Para que el muro de sostenimiento sea estable, deben garantizarse que:

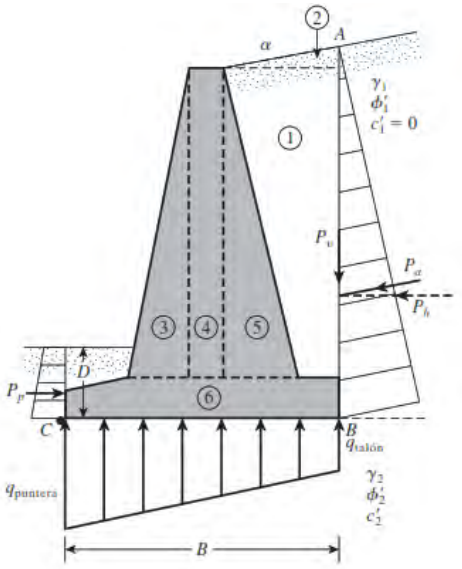
- El muro no se voltee.
- El muro no se deslice.
- La reacción del suelo generada por las cargas aplicadas sobre el muro no exceda el esfuerzo admisible del mismo.

2.2.3.9.1. Factor de seguridad al volteo

Los momentos actuantes son generados por el empuje activo del relleno y por el empuje de la sobrecarga que pueda existir sobre él. Los momentos resistentes o estabilizantes son debidos al peso de la estructura y del suelo que está apoyado sobre el talón y la punta del muro. El empuje pasivo del relleno sobre la punta y la sobrecarga, también generan momentos resistentes que contribuyen a la estabilidad de muro. Generalmente, por seguridad, no se considera el empuje pasivo. Los momentos se toman respecto al punto alrededor del cual se genera el volteo del muro (T. Harmsen, 2002).

Figura 30

Diagrama de esfuerzos y empujes



Nota. Tomado de (Das, 2012).

Teniendo en cuenta el diagrama de fuerzas de la figura anterior podemos ordenarlo en un cuadro:

Tabla 7

Cuadro de procedimiento para M_R

Sección	Área	Peso unitario	Brazo de momento	Momento C
1	A1	W1=ϒ1xA1	X1	M1
2	A2	W2=ϒ2xA2	X2	M2
3	A3	W3= ϒ3xA3	X3	M3
4	A4	W4= ϒ4xA4	X4	M4
5	A5	W5= ϒ5xA5	X5	M5
6	A6	W6= ϒ6xA6	X6	M6

Nota. Tomado de (Das, 2012).

$$F.S = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_v}{P_h * H/3}$$

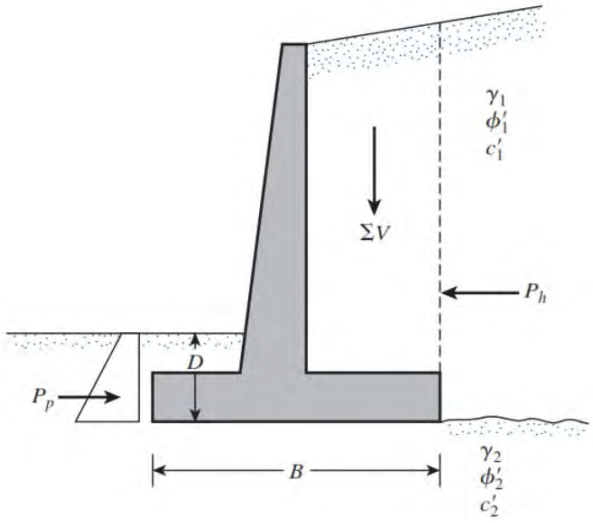
$$F.S_{(volvamiento)} = \frac{\sum M_{Resistentes\ o\ estabilizadores}}{\sum M_{Desestabilizadores}} \geq 2.0$$

2.2.3.9.2. Factor de seguridad al deslizamiento

Las fuerzas actuantes son originadas por el empuje activo del relleno y la sobrecarga que actúa sobre él. Las fuerzas resistentes son el empuje pasivo y la fricción en la base. La falla por deslizamiento puede producirse en la interfase concreto-suelo. También se puede presentar la situación en la que el muro y parte del terreno bajo él se deslizan respecto al suelo en las capas inferiores. El coeficiente de fricción en ambos casos es diferente. Para la verificación de la estabilidad del muro debe escogerse la condición más crítica, es decir, aquélla en la cual el coeficiente de fricción es el menor. La fricción suelo-suelo puede tomarse, aproximadamente, como la tangente del ángulo de fricción interna del material. El coeficiente de seguridad por deslizamiento debe ser mayor que 1.5 (T. Harmsen, 2002).

Figura 31

Revisión por deslizamiento a lo largo de la base



Nota. Tomado de (Das, 2012).

$$F.S_{(deslizamiento)} = \frac{\sum F_{Resistentes}}{\sum F_{Actuantes}} \geq 1.5$$

2.2.3.9.3. Factor de seguridad a la capacidad portante

Al igual que para el dimensionamiento de zapatas, se debe verificar que la reacción del suelo no exceda la capacidad portante del terreno. Debe procurarse que la excentricidad de la carga vertical actuante en el muro no sea mayor que B/6 para de ese modo repartir eficientemente la reacción del terreno a todo lo largo de la base de la estructura. En esta verificación no es necesario considerar un factor de seguridad pues éste ya está incluido en la capacidad portante del suelo. Si la carga vertical cae fuera del tercio central de la base, se deberá considerar que parte de la base se despega del suelo y, por tanto, éste no reacciona contra ella. En este caso se deberá considerar la distribución triangular de la reacción (T. Harmsen, 2002).

Primero se calcula la excentricidad mediante (Muhauwiss, 2013):

$$e = \frac{B}{2} - \bar{x} = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_D}{\sum V}$$

Verifique la excentricidad con $\frac{B}{6}$ para ver si la resultante de $\sum V$ (Todas las fuerzas verticales, incluida la componente vertical de la presión activa) esta dentro del tercio medio o no y cae a la derecha o a la izquierda de la línea central de muro (Muhauwiss, 2013).

CASO 1: $e \leq \frac{B}{6}$ la máxima presión se calculará con:

$$\underset{min}{q^{max}} = \underset{talon}{q_{puntera}} = \frac{\sum V}{B * 1}(1 \pm \frac{6e}{B})$$

CASO 2: $e > \frac{B}{6}$ la máxima presión se calculará con:

$$q_{max} = \frac{2\sum V}{3B[\frac{L}{2} - e]} \quad y \quad q_{min} = 0$$

Así pues, habrá algún esfuerzo de tensión en el extremo de la sección del talón. Este esfuerzo no es deseable, ya que la resistencia a la tensión del suelo es muy pequeña. Si en el análisis de un diseño se tiene que $e > \frac{B}{6}$, el diseño se debe volver a dimensionar y los cálculos se tienen que rehacer (Das, 2012).

La verificación de la seguridad frente a la falla por capacidad de carga se efectúa relacionando la capacidad última del terreno con la presión máxima de contacto aplicada en la base.

$$F.S_{(capacidad\ de\ carga)} = \frac{q_u}{q_{max}}$$

Aunque de forma general se admite un factor de seguridad de 3 para esta comprobación, dicho criterio no resulta suficiente por sí solo en todos los casos. Ello se debe a que la capacidad última de las cimentaciones superficiales se alcanza, usualmente, cuando el asentamiento es del orden del 10 % del ancho de la cimentación. En muros de contención, cuyo ancho basal suele ser importante, esta condición puede implicar asentamientos de magnitud elevada antes de alcanzar la

falla última. En consecuencia, aun cuando se satisfaga la seguridad frente a capacidad portante, no necesariamente se asegura un comportamiento compatible con los estados de servicio, por lo que debe verificarse adicionalmente la magnitud de los asentamientos tolerables

2.2.3.10. Estabilidad Global en Muros de Contención

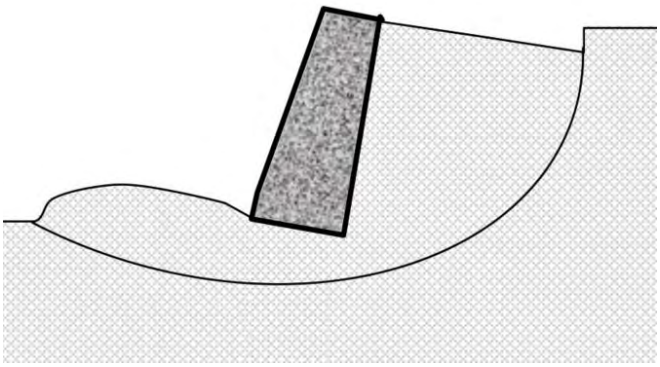
En ingeniería geotécnica, la estabilidad global de un muro de contención se define como la condición de equilibrio del sistema conformado por el muro, el suelo de cimentación y la masa de suelo retenida, frente a mecanismos de falla profunda o generalizada. Este tipo de estabilidad evalúa la posibilidad de que se produzca un deslizamiento o colapso que involucre a todo el conjunto muro–suelo, y no únicamente a la estructura de contención considerada de manera aislada (Briaud, 2023).

Desde un enfoque conceptual, la estabilidad global se asimila al análisis de estabilidad de taludes, en el cual el muro forma parte del sistema resistente. En este sentido, la presencia del muro puede modificar las condiciones de esfuerzo y deformación del terreno, afectando el equilibrio general del talud natural o artificial en el que se apoya o al que se integra (Clayton et al., 2013). Por ello, la estabilidad global no se limita al análisis del muro como cuerpo rígido, sino que considera superficies potenciales de falla que pueden desarrollarse por debajo de la base del muro o a través del suelo de trasdós.

Las normativas técnicas y guías de diseño reconocen este enfoque integral. Por ejemplo, el Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú, a través de la Norma CE.020 (Suelos y Taludes), establece que la estabilidad global debe verificarse considerando todas las cargas actuantes, incluidas las sobrecargas externas y las condiciones hidrológicas, a fin de garantizar que el sistema no alcance un estado de falla general (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2012).

Figura 32

Inestabilidad global de un muro de contención de gravedad.



Nota. Tomado de (Clayton et al., 2013).

2.2.3.10.1. Estabilidad global frente a fallas locales o inestabilidades internas

La estabilidad global se debe diferenciar de otros modos de falla que afectan a los muros de contención de manera local o interna. Las fallas locales corresponden a mecanismos que no comprometen al sistema suelo–muro en su totalidad, sino a componentes específicos del mismo.

Entre las fallas geotécnicas locales más comunes se encuentran el deslizamiento, el volcamiento y la falla por capacidad portante del suelo de cimentación. Estos mecanismos se analizan generalmente considerando al muro como un cuerpo rígido apoyado sobre el terreno, y forman parte de las verificaciones clásicas de estabilidad externa del muro (Calavera, 1989; Das, 2012).

Aunque estas fallas pueden conducir al colapso del muro, no implican necesariamente la movilización de una masa profunda de suelo, como ocurre en la falla global.

Por otro lado, las fallas estructurales internas se relacionan con la pérdida de capacidad resistente del propio muro, tales como la rotura por flexión o corte en muros en voladizo de concreto armado. Estas fallas corresponden a estados límite estructurales y dependen del diseño y detallado del material, más que del comportamiento global del terreno (Brooks, 2010).

En contraste, la falla asociada a la pérdida de estabilidad global se caracteriza por el desarrollo de una superficie de rotura profunda que involucra simultáneamente al muro y a una porción significativa del suelo circundante. Este tipo de inestabilidad puede ocurrir incluso cuando el muro cumple adecuadamente con las verificaciones de deslizamiento, volcamiento y resistencia estructural, lo que pone de manifiesto la necesidad de evaluar la estabilidad global de manera independiente (Clayton et al., 2013).

2.2.4. Modelación física en fenómenos geotécnicos

La modelación física constituye una herramienta de investigación ampliamente utilizada en geotecnia para estudiar el comportamiento de sistemas suelo–estructura bajo condiciones controladas. Su importancia radica en que permite observar mecanismos de deformación, falla e interacción que, en muchos casos, resultan difíciles de representar con suficiente fidelidad mediante formulaciones puramente analíticas o numéricas, especialmente cuando intervienen materiales naturales con comportamiento no lineal y alta variabilidad, como los suelos (Wood, 2004).

En términos generales, la modelación física geotécnica no debe entenderse como una simple reproducción material de un problema, sino como un procedimiento experimental orientado a contrastar hipótesis de comportamiento, validar esquemas teóricos y mejorar la interpretación del sistema real. Cuando el modelo es correctamente concebido, sus resultados permiten sustentar extrapolaciones hacia el prototipo, siempre que exista claridad respecto de la escala, de las condiciones de gravedad y de los principios de similitud adoptados. En consecuencia, el estudio teórico de la modelación física requiere distinguir entre los tipos de modelo utilizados, la condición gravitacional del ensayo y las relaciones de escala que gobiernan la correspondencia entre modelo y prototipo (Briaud, 2023; Wood, 2004).

2.2.4.1. Tipos de modelación física

2.2.4.1.1. Modelo a escala reducida

El modelo a escala reducida consiste en la reproducción física de un sistema geotécnico mediante dimensiones menores que las del prototipo, manteniendo una relación geométrica definida entre ambos. Su propósito no es copiar de manera literal la realidad, sino representar de forma controlada los mecanismos esenciales del problema, de modo que las observaciones obtenidas puedan interpretarse y extrapolarse con base en criterios de similitud y análisis

dimensional. Cuando el comportamiento del sistema involucra materiales no lineales o interacciones complejas entre suelo y estructura, la correcta definición de las leyes de escala adquiere un papel decisivo en la validez del modelo (Wood, 2004).

En geotecnia, los modelos reducidos resultan particularmente útiles cuando se desea estudiar mecanismos de falla, trayectorias de deformación o tendencias comparativas entre configuraciones alternativas, sin recurrir de inmediato a ensayos de escala real. Sin embargo, su principal limitación radica en que no siempre es posible satisfacer simultáneamente todas las condiciones de similitud, especialmente en ensayos realizados bajo gravedad natural. Por ello, la interpretación de sus resultados exige reconocer que, en muchos casos, no se obtiene un modelo perfectamente semejante, sino un modelo suficientemente adecuado para capturar la respuesta dominante del fenómeno estudiado (Scott, 1989; Wood, 2004).

2.2.4.1.2. Modelo a gran escala

El modelo a gran escala, también denominado modelo a escala completa o prototipo instrumentado, corresponde a la reproducción del problema geotécnico con dimensiones reales o cercanas a las del sistema que se desea representar. Este tipo de modelación permite observar el comportamiento del suelo y de la estructura bajo condiciones de carga, geometría y materialidad prácticamente reales, reduciendo de forma importante la incertidumbre asociada a la extrapolación desde escalas menores. En geotecnia, los ensayos a gran escala suelen emplearse cuando la respuesta del sistema depende fuertemente de la estructura natural del suelo, de los procesos constructivos o de detalles que difícilmente pueden reproducirse en modelos pequeños. No obstante, aunque los modelos a gran escala ofrecen alta representatividad, presentan también mayores requerimientos de espacio, tiempo, costo e instrumentación. Por ello, su empleo suele reservarse para procesos donde la validación directa del prototipo o de un procedimiento constructivo específico resulta crítica, como ocurre en terraplenes de prueba, pilotes de ensayo o

sistemas de mejoramiento del terreno. En consecuencia, dentro de la investigación geotécnica, los modelos a gran escala constituyen una fuente valiosa de validación, pero no siempre representan la alternativa más viable para estudios experimentales comparativos de laboratorio (Wood, 2004).

2.2.4.2. Modelación física en condición 1g

Desde el punto de vista conceptual, la condición 1g no constituye un tipo de modelo equivalente a la escala reducida o a la gran escala, sino una condición de ensayo gravitacional que puede aplicarse, principalmente, a modelos reducidos de laboratorio. Esta distinción es importante porque evita confundir la clasificación por escala con la clasificación por campo gravitacional. En la literatura sobre leyes de similitud se reconoce expresamente que los ensayos geotécnicos a escala pueden ejecutarse bajo una gravedad (1g) o bajo gravedad amplificada (ng) en centrifugadora, y que ambas modalidades obedecen a lógicas de escala diferentes (Briaud, 2023; Wood, 2004).

Bajo condición 1g, la longitud del modelo se reduce, mientras que la densidad del material y la aceleración se mantienen, lo que implica que las tensiones gravitacionales no se reproducen de manera idéntica respecto del prototipo, sino que tienden a escalar en magnitud reducida. Esta es precisamente una de las principales limitaciones de la modelación física en 1g: la dificultad para igualar simultáneamente geometría, estado tensional y comportamiento constitutivo del suelo. Por ello, su uso resulta más sólido cuando el objetivo es analizar mecanismos de respuesta, comparar tendencias relativas entre configuraciones o interpretar resultados mediante parámetros adimensionales, antes que reproducir de manera exacta todos los campos de esfuerzo del prototipo (Wood, 2004).

2.2.4.3. Análisis dimensional

El análisis dimensional constituye una herramienta teórica fundamental en la modelación física geotécnica, debido a que permite identificar las variables que controlan un fenómeno y reorganizarlas en un conjunto reducido de relaciones adimensionales. Su premisa básica establece

que todo problema físico puede expresarse mediante una ecuación dimensionalmente homogénea, de modo que la relación entre las variables no dependa del sistema de unidades empleado. En este marco, el teorema π de Buckingham señala que, si un problema está descrito por n variables y estas involucran m dimensiones fundamentales, la relación funcional puede reducirse a $n - m$ grupos adimensionales, lo que simplifica el estudio del fenómeno y mejora la interpretación de sus variables dominantes (Briaud, 2023; Wood, 2004).

En geotecnia, la utilidad del análisis dimensional es particularmente relevante porque muchos problemas involucran interacción entre geometría, peso propio, esfuerzos, rigidez y deformaciones, lo que dificulta su representación directa mediante variables absolutas. En ese sentido, el análisis dimensional no define por sí mismo la forma exacta de las ecuaciones de comportamiento, pero sí permite reducir el número de variables independientes, detectar inconsistencias dimensionales y establecer una base racional para extrapolar resultados desde el modelo hacia el prototipo. Además, facilita la selección de experimentos y la formulación de parámetros comparables entre distintas configuraciones, lo cual resulta especialmente valioso cuando la similitud completa no puede satisfacerse rigurosamente, como ocurre con frecuencia en modelos físicos geotécnicos a escala reducida en condición 1g (Briaud, 2023; Wood, 2004).

El análisis dimensional proporciona el puente entre el fenómeno real y su representación experimental, ya que permite construir grupos adimensionales capaces de conservar la estructura mecánica esencial del problema aun cuando no todas las variables puedan escalarse de forma exacta. Muir Wood (2004) señala que, en problemas geotécnicos complejos o no lineales, el análisis dimensional adquiere una importancia aún mayor, porque obliga a reconocer con claridad las leyes de escala y las limitaciones de extrapolación entre modelo y prototipo. De manera complementaria, Briaud (2023) destaca que entre sus ventajas se encuentran la reducción del número de experimentos requeridos, la interpretación del comportamiento de modelos a escala y

la obtención de soluciones parciales para problemas complejos. Por ello, en fenómenos geotécnicos donde intervienen múltiples variables y mecanismos de interacción suelo–estructura, el análisis dimensional constituye el fundamento conceptual para formular criterios de similitud y para expresar la respuesta del sistema mediante parámetros comparables y físicamente consistentes (Briaud, 2023; Wood, 2004).

En consecuencia, el análisis dimensional no debe entenderse solo como un procedimiento matemático auxiliar, sino como un marco de ordenamiento conceptual que sustenta la modelación física y la interpretación de sus resultados. Su aplicación en geotecnia experimental permite pasar de una descripción dispersa de variables dimensionales a un esquema más económico y generalizable, en el cual la respuesta del sistema puede analizarse mediante relaciones adimensionales representativas del problema. Esta perspectiva resulta especialmente pertinente en investigaciones donde el interés principal se centra en comparar el desempeño relativo de distintas configuraciones físicas más que en reproducir de manera exacta todos los campos de esfuerzo del prototipo (Wood, 2004).

2.2.4.4. Principios de similitud en modelación física

La validez de un modelo físico en geotecnia depende de que exista una correspondencia técnicamente sustentada entre el modelo y el prototipo. Dicha correspondencia se establece mediante los principios de similitud, los cuales permiten definir en qué medida el comportamiento observado en el modelo puede interpretarse como representativo del sistema real. En términos generales, un modelo estricto solo se obtiene cuando se satisfacen adecuadamente las leyes que gobiernan la similitud; sin embargo, en geotecnia experimental con frecuencia se trabaja con modelos adecuados de primer orden, en los que se preservan los mecanismos dominantes del problema aun cuando no todas las condiciones de semejanza puedan cumplirse de manera exacta (Wood, 2004).

En este contexto, los principios de similitud suelen organizarse en tres niveles complementarios: similitud geométrica, similitud cinemática y similitud dinámica que para el caso de suelos se le puede interpretar como similitud mecánica. La primera garantiza la correspondencia formal entre dimensiones y forma; la segunda, la compatibilidad entre movimientos y deformaciones; y la tercera, la equivalencia entre fuerzas, esfuerzos y rigideces que gobiernan la respuesta del sistema. La literatura especializada reconoce que estas tres formas de similitud constituyen la base conceptual de la modelación física y del análisis dimensional, ya que permiten vincular de manera racional la observación experimental con la interpretación del comportamiento del prototipo (Briaud, 2023; Wood, 2004).

2.2.4.4.1. Similitud geométrica

La similitud geométrica se cumple cuando todas las dimensiones lineales del modelo guardan una relación constante con las dimensiones correspondientes del prototipo, de modo que ambas configuraciones conservan la misma forma. Este principio constituye el nivel más básico de semejanza y representa el punto de partida de toda modelación física, ya que permite reproducir la geometría esencial del sistema real mediante una escala definida. En geotecnia, esta condición resulta indispensable para representar con coherencia la altura, el ancho, la profundidad y las proporciones relativas de los elementos que intervienen en la interacción suelo–estructura (Wood, 2004).

No obstante, la similitud geométrica por sí sola no garantiza que el comportamiento mecánico del modelo sea equivalente al del prototipo. Su cumplimiento asegura una reproducción formal de la configuración espacial, pero no implica necesariamente identidad en esfuerzos, deformaciones o mecanismos resistentes. Por ello, aunque constituye una condición necesaria, debe complementarse con otros criterios de similitud que permitan interpretar adecuadamente la respuesta experimental y sus alcances de extrapolación (Briaud, 2023; Wood, 2004).

2.2.4.4.2. Similitud cinemática

La similitud cinemática se refiere a la correspondencia entre los patrones de movimiento del modelo y del prototipo. Esta condición implica que las trayectorias de desplazamiento, las velocidades relativas y las deformaciones ocurran de manera análoga, de modo que la evolución del fenómeno observado en el modelo represente de forma consistente la evolución esperada en el sistema real. En problemas geotécnicos, esta forma de similitud adquiere especial relevancia cuando se busca reproducir mecanismos de deformación progresiva, asentamiento, rotación o desplazamiento lateral del sistema suelo–estructura (Wood, 2004).

Desde una perspectiva experimental, la similitud cinemática no exige necesariamente que los desplazamientos absolutos sean iguales, sino que mantengan relaciones compatibles con la escala adoptada y con la secuencia de respuesta del fenómeno. Por esta razón, en muchos modelos físicos geotécnicos la interpretación se apoya en variables o índices adimensionales, ya que estos permiten comparar movimientos y deformaciones de forma más robusta, incluso cuando no es posible reproducir exactamente todos los campos tensionales del prototipo. Así, la similitud cinemática constituye un criterio clave para evaluar la representatividad del mecanismo observado en ensayos a escala reducida (Briaud, 2023; Wood, 2004).

2.2.4.4.3. Similitud mecánica

La similitud mecánica corresponde a la equivalencia entre las relaciones de fuerzas, esfuerzos, rigideces y resistencias que controlan la respuesta del modelo y del prototipo. En geotecnia, este es el nivel más exigente de semejanza, debido a que el comportamiento del suelo depende de variables como el estado tensional, la historia de carga, la rigidez no lineal y la evolución de la resistencia al corte. Por ello, la literatura especializada advierte que un modelo verdadero requiere que las leyes de similitud estén plenamente satisfechas, aunque en la práctica

muchas investigaciones recurren a modelos adecuados que preservan los mecanismos principales del problema, aceptando desviaciones de segundo orden en ciertas variables (Wood, 2004).

En los modelos geotécnicos a escala reducida ensayados en condición 1g, la similitud mecánica suele ser la más difícil de cumplir de manera estricta, porque la aceleración gravitacional permanece constante mientras la longitud se reduce, lo que genera tensiones gravitacionales menores que las del prototipo. Muir Wood (2004) resume precisamente que, para modelos 1g de laboratorio, la longitud escala como $1/n$, la densidad se mantiene y el esfuerzo gravitacional escala aproximadamente como $1/n$, lo que evidencia una limitación inherente en la reproducción exacta del estado tensional. En consecuencia, en este tipo de modelación la similitud mecánica debe entenderse como una aproximación controlada, útil para analizar mecanismos de respuesta y comparar comportamientos relativos, más que para replicar de forma exacta todos los campos de esfuerzo del prototipo (Briaud, 2023; Wood, 2004).

2.2.4.5. Relaciones de escala para modelos reducidos

Las relaciones de escala en modelos reducidos expresan la forma en que una magnitud física del modelo se vincula con su equivalente en el prototipo. En modelación física geotécnica, dichas relaciones no constituyen reglas aisladas, sino un sistema interdependiente derivado del análisis dimensional y de los principios de similitud. Muir Wood (2004) resume esta lógica mediante factores de escala que enlazan longitud, densidad, aceleración, rigidez, esfuerzos, fuerzas y desplazamientos, etc. Mostrando que la elección de una escala geométrica y de una condición gravitacional determinada condiciona el resto de variables del modelo. En consecuencia, las relaciones de escala permiten establecer hasta qué punto los resultados obtenidos en el laboratorio pueden extrapolarse al comportamiento del prototipo y, al mismo tiempo, evidencian las restricciones propias de la modelación física en condición 1g.

Tabla 8

Factores de escalas 1g en laboratorio

Quantity	General	1g (laboratory)	ng (centrifuge)
length	n_l	1/n	1/n
mass density	n_p	1	1
acceleration	n_g	1	n
stiffness	n_G	$1/n^{\propto}$	1
stress	$n_p n_g n_l$	$1/n$	1
force	$n_p n_g n_l^3$	$1/n^3$	$1/n^2$
force/unit length	$n_p n_g n_l^2$	$1/n^2$	1/n
Strain	$n_p n_g n_l / n_G$	$1/n^{1-\propto}$	1
Displacement	$n_p n_g n_l^2 / n_G$	$1/n^{2-\propto}$	1/n
Pore fluid viscosity	n_μ	1 Or $1/n^{1-\alpha/2}$	1 Or*n
pore fluid density	n_{pf}	1	1
permeability (Darcy's Law)	$n_{pf} n_g / n_\mu$	1	N
hydraulic gradient	n_p / n_{pf}	Or $1/n^{1-\alpha/2}$	Or*1
time (diffusion)	$n_\mu n_l^2 / n_G$	$1/n^{2-\alpha}$	1
time (creep)	1	Or $1/n^{1-\alpha/2}$ 1	$1/n^2$ Or *1/n
time (dynamic)	$n_l (n_p / n_G)^{1/2}$	$1/n^{1-\alpha/2}$	1
Velocity	$n_g n_l (n_p / n_G)^{1/2}$	$1/n^{1-\alpha/2}$	1/n 1
Frequency	$(n_G / n_g)^{\frac{1}{2}} / n_l$	$n^{1-\alpha/2}$	n

shear wave velocity	$(n_G/n_g)^{\frac{1}{2}}$	$1/n^{\alpha/2}$	1

Nota. Tomado de (Wood, 2004).

2.2.4.5.1. Longitud

La longitud constituye la relación de escala primaria en un modelo reducido, debido a que la reducción dimensional suele ser el objetivo inicial de la modelación física. Muir Wood (2004) define el factor de escala de longitud como la razón entre la dimensión lineal del modelo y la correspondiente dimensión del prototipo, indicando que, en ensayos reducidos, esta magnitud suele expresarse como:

$$\frac{Longitud_{(modelo)}}{Longitud_{(prototipo)}} = n_l$$

Esta relación establece la base de la similitud geométrica, pues a partir de ella se definen las proporciones entre altura, ancho, espesor y demás dimensiones características del sistema modelado.

2.2.4.5.2. Densidad

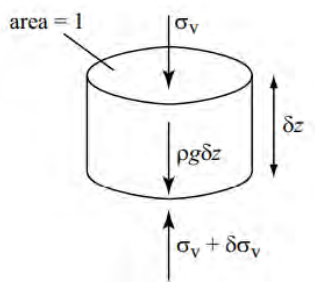
La densidad representa una magnitud fundamental en modelación geotécnica, ya que el peso unitario del suelo depende del producto entre densidad y aceleración gravitacional. Muir Wood (2004) plantea el factor de escala de densidad como:

$$\frac{Densidad_{(modelo)}}{Densidad_{(prototipo)}} = n_\rho$$

Además, indica que en los ensayos de laboratorio en condición 1g, habitualmente se adopta un valor unitario, es decir, se trabaja con $n_\rho = 1$. Esta decisión implica que el modelo y el prototipo conservan, en primera aproximación, la misma densidad de material, aunque pueden persistir diferencias secundarias asociadas al nivel de confinamiento o al grado de compactación alcanzado

Figura 33

Relación de esfuerzos gravitacionales una masa de suelo



Nota. Tomado de (Wood, 2004).

2.2.4.5.3. Aceleración

La aceleración gravitacional constituye otra variable fundamental en las leyes de escala, debido a que los esfuerzos en el terreno se desarrollan a partir de la densidad del suelo, de la gravedad y de la profundidad. Muir Wood (2004) define un factor de escala específico para la aceleración y precisa que esta toma el valor de uno en modelos ensayados a gravedad normal y un valor mayor en modelos centrifugados. Esta distinción es crucial, porque explica por qué los modelos en 1g y los modelos en centrífuga obedecen a lógicas de similitud distintas.

Para la aceleración gravitacional los factores de escalas influyentes están en relación a lo siguiente:

$$\frac{(aceleracion)_{(modelo)}}{(aceleracion)_{(prototipo)}} = n_g$$

Desde una perspectiva geotécnica, la aceleración no solo afecta el peso propio del material, sino también la escala de esfuerzos y de fuerzas internas y externas. En consecuencia, cuando la aceleración se mantiene constante, como ocurre en laboratorio a gravedad natural, las tensiones gravitacionales del modelo resultan menores que las del prototipo si la longitud ha sido reducida. Esta es una de las principales razones por las que la modelación física en 1g no reproduce

exactamente el mismo estado tensional del sistema real, aun cuando conserve adecuadamente la geometría (Wood, 2004).

2.2.4.5.4. Rigidez

La rigidez representa una de las variables más complejas dentro de la similitud geotécnica, debido a que el suelo es un material no lineal cuya deformabilidad depende del nivel de esfuerzo, de la historia de carga y del rango de deformaciones movilizado. Muir Wood (2004) señala que la rigidez debe tratarse como un factor independiente de escala, precisamente porque en muchos casos no se encuentra completamente bajo control experimental. Además, propone que la rigidez al corte puede expresarse en función del esfuerzo efectivo mediante una ley potencial, lo que evidencia que su escala no es simplemente geométrica, sino constitutiva

$$\frac{(rigidez)_{(modelo)}}{(rigidez)_{(prototipo)}} = n_g$$

Por ello, la rigidez no debe interpretarse como una propiedad secundaria, sino como un parámetro que condiciona directamente la similitud mecánica y la respuesta deformacional del sistema suelo–estructura. En problemas geotécnicos, la importancia de la interacción suelo–estructura suele estar gobernada por las propiedades de rigidez o deformación del suelo, de modo que una modelación físicamente coherente requiere reconocer su influencia explícita en las leyes de escala y en la extrapolación de resultados (Wood, 2004).

2.2.4.5.5. Fuerzas

Las fuerzas en un modelo reducido no escalan de manera independiente, sino como consecuencia de la escala de densidad, aceleración y longitud. Muir Wood (2004) muestra que, para problemas geotécnicos donde los gradientes de esfuerzo gravitacional son relevantes, las fuerzas externas deben escalarse de forma consistente con las fuerzas internas del terreno. En el caso general, la fuerza total depende del producto entre densidad, aceleración y la longitud elevada

al cubo, mientras que la fuerza por unidad de longitud depende de la misma lógica, pero con la longitud elevada al cuadrado.

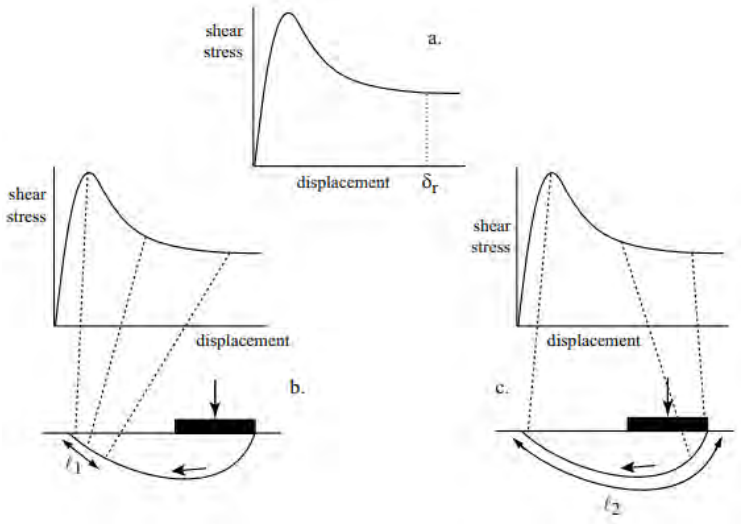
Esta relación es especialmente importante en geotecnia porque permite entender que una carga aplicada al modelo no puede interpretarse solo por su valor absoluto, sino por su correspondencia relativa con la escala del sistema representado. En consecuencia, la similitud de fuerzas no se reduce a "cargar menos" al modelo, sino a mantener una proporcionalidad mecánica compatible con la estructura de esfuerzos que gobierna el fenómeno estudiado (Wood, 2004).

2.2.4.5.6. Desplazamientos

Los desplazamientos representan una variable de respuesta fundamental en la modelación física, ya que permiten describir la deformación observada del sistema y comparar su comportamiento con el del prototipo. No obstante, su escala no depende únicamente de la longitud, sino también de la relación entre densidad, aceleración, rigidez y longitud, tal como se resume en las tablas de factores de escala propuestas por Muir Wood (2004). Esto confirma que los desplazamientos en un modelo reducido no son simplemente una versión proporcional de la geometría, sino una respuesta mecánica condicionada por la estructura completa de semejanza adoptada (Wood, 2004).

Figura 34

Modelos de relación de tensión de corte y desplazamientos



Nota. Tomado de (Wood, 2004).

Los desplazamientos en un modelo geotécnico no deben interpretarse únicamente como una magnitud geométrica escalada, sino como la manifestación integrada de un campo de deformaciones desarrollado en el suelo. En este sentido, Muir Wood (2004) señala que el desplazamiento resulta de la integración de un campo de deformaciones a lo largo de una distancia dentro del suelo, por lo que su escala depende de la combinación entre la escala de deformación y la escala de longitud. Asimismo, advierte que, cuando el sistema involucra movimientos relativos en interfaces, como puede ocurrir entre el suelo y un elemento estructural o a lo largo de una superficie de falla, la correcta reproducción de dichos desplazamientos relativos adquiere especial importancia para la representatividad del modelo físico.

2.2.5. Preparación y colocación de suelos para modelación física

2.2.5.1. Método de apisonado húmedo para arcillas

Se han desarrollado varios métodos de reconstitución de muestras de suelo para su uso en laboratorio. Entre estos métodos, el apisonamiento húmedo presenta la ventaja de facilitar el control de la densidad global de la muestra, incluso en muestras sueltas (Frost & Park, 2003).

El método de apisonamiento húmedo permite obtener muestras homogéneas, uniformes y reproducibles (da Fonseca & Molina Gómez, 2024). Con la técnica de apisonado o compactación húmeda, la muestra se ensambla depositando y compactando material húmedo en varias capas para un mejor control de la relación de vacíos deseada. La humedad crea fuerzas capilares (succión) entre los granos de suelo, lo que permite una compactación del material con bajas densidades, algo que probablemente no sería posible con otros métodos de remoldeo (da Fonseca et al., 2021).

La principal ventaja del método es que permite obtener muestra de cualquier densidad dado que se calcula a priori la cantidad de suelo húmedo que se va a colocar y compactar por capa (Chinchay Poma, 2017).

Sin embargo, una desventaja de este método es que, al compactar por capas, estas pueden tener diferentes relaciones de vacíos, debido a que la compactación de cada capa sucesiva puede incrementar la densidad de las capas inferiores; por lo que se recomienda la utilización de otros métodos para reducir este incremento (da Fonseca et al., 2021).

Diversos estudios muestran la utilización del método de apisonado húmedo en la fabricación de especímenes reconstituidos en laboratorio, evidenciando que permite obtener muestras compactadas con densidad y estructura inicial controladas (Chen et al., 2022; Polito et al., 2024; Xiao et al., 2024). En este contexto, su empleo resulta adecuado para simular un relleno cohesivo compactado en el modelo físico.

2.2.5.1.1. Acondicionamiento de humedad del suelo

Generalmente se acondiciona dicha humedad en los suelos para sus respectivos ensayos mediante la agregación de agua si se posee muestras secas o mediante el secado si se tienen muestras demasiado húmedas.

Para el secado de las muestras se puede usar el método recomendado en ASTM D421-85, en el cual se explica que para el secado se puede exponer la muestra de suelo, tal como se recibe del campo, al aire a temperatura ambiente hasta que se seque por completo. Se recomienda también desmenuzar bien los agregados en el mortero con una mano de mortero recubierta de goma (A.S.T.M., 2002).

En caso de muestras plásticas (tipo arcilla), cuando se agrega agua para incrementar su humedad, esta muestra debe reposar durante un mínimo de 12 horas que se absorba la humedad (Washington State Department of Transportation (WSDOT), 2026).

2.2.5.1.2. Espesor de capas

Sobre el espesor de las capas, en arcillas plásticas, el punto crítico es el tamaño de terrón. Diversas especificaciones de obra civil piden que los terrones no superen la mitad del espesor de la capa (U. S. Department Defense, 2023).

2.2.5.1.3. Pruebas de control de calidad de suelo cohesivo

2.2.5.1.3.1. Densidad del suelo in situ

Este método esta parametrizado por la norma ASTM D2937 – 17 “Densidad del suelo in situ por el método del cilindro de empuje”. En esta norma este método es utilizado para la determinación de la densidad in-situ de determinados suelos, los cuales no deben ser suelos blandos, orgánicos, altamente plásticos, no cohesivos, saturados u otros suelos que se deformen fácilmente. Este método es recomendable solo para suelos en cuya granulometría el mayor porcentaje pase la malla de 4.75mm (A.S.T.M., 2017a).

En adición, ASTM D7263-21, norma que parametriza la "Determinación en laboratorio de la densidad y el peso unitario de muestras de suelo" describe un método o procedimiento llamado "Método de medición directa" que complementa la norma ASTM D2937 – 17. Este método se realiza, como su nombre lo indica, mediante la medición directa de las dimensiones y la masa de un espécimen, generalmente de forma cilíndrica. Cuando la muestra es de forma cilíndrica, su masa, altura y diámetro son medidos; para posteriormente calcular la densidad y el peso unitario a través de las relaciones de masas y dimensiones de la muestra. Para ello esta norma recomienda poseer como mínimo una balanza de 1000g, además las muestras cilíndricas deberán tener un diámetro mínimo de 33mm y las partículas del suelo muestreado no deberán superar 1/6 del diámetro de la muestra (A.S.T.M., 2021).

Para extraer estas muestras intactas la norma ASTM D7263-21 recomienda que es posible utilizar un anillo de corte afilado (equivalente al método del cilindro de empuje o penetración). Estas muestras deberán ser manipuladas con cuidado para reducir posibilidad de alteraciones como cambios en la sección transversal o contenido de agua. Cuando se provoque huecos en la superficie de la muestra por eliminación de guijarros o desmoronamiento por el procedimiento de hincado, se debe rellenar cuidadosamente con suelo removido del propio recorte. Para realizar los cálculos correspondientes la norma ASTM D7263-21 define las siguientes fórmulas (A.S.T.M., 2021).

Para el valor del volumen de la muestra:

$$V = \frac{(\pi h d^2)}{4000}\,[cm^3]$$

Donde:

V : Volumen de muestra de ensayo húmeda (total), 4 cifras significativas (cm^3)

d : Diámetro promedio (mm)

h : Altura promedio (mm)

Para el valor de la densidad húmeda:

$$\rho_t = \frac{M_t}{V}\left[\frac{gr}{cm^3}\right]$$

Donde:

ρ_t : Densidad de la muestra húmeda (total), con 4 cifras significativas (gr/cm^3)

V : Volumen de muestra de ensayo húmeda (total), 4 cifras significativas (cm^3)

M_t : Masa de la muestra húmeda (total), con 4 cifras significativas (gr)

Para el valor de la densidad seca:

$$\rho_d = \frac{\rho_t}{1 + w\%}\left[\frac{gr}{cm^3}\right]$$

Donde:

ρ_d : Densidad seca de la muestra, con 4 cifras significativas (gr/cm^3)

$w\%$: Contenido de humedad de la muestra, con una precisión de 0.1% (%)

M_t : Masa de la muestra húmeda (total), con 4 cifras significativas (gr)

Para el cálculo de la humedad (w%), se cuenta con la norma ASTM D2216. Sin embargo, también existe un método alternativo para resultados en menor tiempo, el cual se describirá en la siguiente sección.

2.2.5.1.3.2. Cálculo de contenido de humedad

La determinación del contenido de humedad natural del suelo constituye una práctica rutinaria en los laboratorios geotécnicos a nivel mundial. El método principal para este ensayo es el secado en horno, que se realiza a una temperatura controlada entre 105 °C y 110 °C. Aunque se trata de un procedimiento sencillo, preciso y confiable, su principal desventaja radica en el prolongado tiempo de secado, que puede oscilar entre 16 y 24 horas. Por lo tanto, se han buscado métodos más ágiles y eficientes para el análisis de humedad (Cordeiro et al., 2022).

La norma ASTM D4643 – 17 parametriza un método que se utiliza para determinar el contenido de humedad de suelos mediante su secado gradual en un horno microondas. Este método es aplicable a muchos tipos de suelos. El ensayo debe realizarse lo más pronto posible después del muestreo, el cual debe ser representativo a todo el material estudiado; la masa mínima recomendada para las muestras estudiadas es la siguiente (A.S.T.M., 2017b):

Tabla 9

Masas de los especímenes de ensayo recomendadas por ASTM D4643 − 17

Tamiz que retiene como máximo el 10 % de la muestra	**Masa recomendada de la muestra húmeda (g)**
2.0 mm (No. 10)	100 – 200
4.75 mm (No. 4)	300 – 500
19 mm (¾ in.)	500 – 1000

Nota. Adaptado de (A.S.T.M., 2017b).

La norma indica que también se puede usar menos cantidad de lo recomendado, sin embargo, debe hacerse las respectivas justificaciones del caso. La muestra de suelo es colocada en un recipiente adecuado y se determina la masa de este suelo (la cual es la masa del suelo húmedo). Dicho recipiente debe ser no metálico ni absorbente y, además, capaz de resistir los intervalos repetidos de secado en horno microondas. Luego se coloca esta muestra en el horno microondas, junto con un disipador de calor que puede ser un recipiente lleno de agua (A.S.T.M., 2017b).

Sobre el horno microondas esta debe ser una que posea 700-W de potencia, se pueden usar hornos microondas de mayor y menor tamaño, pero los tiempos de secado intermitentes deben ajustarse para evitar el secado excesivo del suelo (Berney et al., 2012).

Para este método del horno microondas se debe proceder con un conjunto de intervalos de secado y en cada una de estas se determina la nueva masa. Este procedimiento se repite hasta

obtener una masa constante (masa de suelo seco). La diferencia entre la masa del suelo húmedo y la masa del suelo seco es la masa del agua que originalmente contenía el espécimen (A.S.T.M., 2017b).

La norma ASTM D4643-17 recomienda una precisión de 0.1%, sin embargo, cuando existen situaciones al aire libre se acepta una precisión de 1% (Berney et al., 2012).

Posteriormente, se divide la masa de agua entre la masa del suelo seco y se multiplica por 100; para obtener el contenido de humedad del espécimen. La principal desventaja de este método es el riesgo de sobrecalentar el suelo obteniendo un contenido de humedad superior al obtenido mediante el método tradicional de ASTM D2216. Este método es más adecuado para suelos con partículas con un tamaño inferior a 4.75mm. Esta norma también recomienda que una vez se sometió el suelo a este ensayo de horno de microondas, no se vuelva a utilizar para otros procedimientos. Esto debido a que el calor generado en este método puede alterar las características físicas del suelo (A.S.T.M., 2017b).

Sobre el control del contenido de humedad de las capas compactadas, la norma técnica peruana CE.010 recomienda que la humedad de compactación no deberá variar en ± 2% del Optimo Contenido de Humedad a fin de lograr los porcentajes de compactación especificados (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2010).

2.2.5.2. Método de la lluvia de arena

La densidad relativa constituye un parámetro de estado importantísimo que afecta directamente al comportamiento del suelo. En los ensayos geotécnicos a gran escala, resulta esencial preparar muestras de arena con una densidad homogénea para garantizar la validez y repetibilidad de los resultados (Hariprasad et al., 2016).

Garantizar la densidad del material es crucial en los modelos de laboratorio, porque las teorías para suelos granulares suelen asumir condiciones ideales, entre ellas una densidad de arena

constante. En consecuencia, la conformación de lechos arenosos homogéneos y uniformes es un tema central de investigación (A. M. Osman et al., 2022).

El método de pluviación consiste en generar una caída continua y homogénea de arena sobre una superficie determinada; lo cual, en condiciones de laboratorio, se realiza comúnmente utilizando dispositivos como mallas, rejillas o tolvas con las cuales se puede controlar el flujo del material. Sobre la pluviación utilizando rejilla, el método consiste en generar una caída controlada de arena que atraviesa una placa perforada provista de orificios dispuestos según un patrón definido. El diseño de dicha rejilla se determina en función del tamaño máximo de las partículas a depositar y del tipo de distribución elegido para las perforaciones puede ser triangular o cuadrada (González & Romo, 2011).

2.2.5.2.1. Conformación del sistema de pluviación

El proceso de pluviación requiere el uso de un equipo especializado, generalmente conformado por tres secciones principales. La primera es la zona de vertimiento o abastecimiento, que suele consistir en un embudo o tanque de almacenamiento con una salida regulada para controlar el flujo del material. La segunda corresponde a los disipadores de energía, integrados por un conjunto de mallas con aberturas, cuya función es reducir la velocidad y la fuerza de las partículas durante la caída. Finalmente, la tercera sección es el tanque de recepción o almacenamiento (Carmona Álvarez, 2019).

2.2.5.2.2. Factores que influyen en la densidad relativa

En los modelos físicos, resulta esencial garantizar la uniformidad del material, de modo que la densidad o el peso específico del suelo se mantengan constantes en todo el volumen del modelo. La utilización del método de lluvia de arena se considera una alternativa eficaz para obtener dicha homogeneidad. Diversas investigaciones han analizado los factores que inciden en la densidad de las muestras granulares reconstituidas, las más importantes son la altura de caída, la intensidad de

deposición, la porosidad del tamiz difusor, las características de las partículas y otros (Abdollahi & Bolouri Bazaz, 2017).

Según Al-salih y Al-abboodi (2023), el control de los parámetros del sistema de pluviación como la altura de caída y la apertura de las placas perforadas — permite obtener muestras de arena uniformes con densidades relativas reproducibles, condición indispensable para modelos físicos confiables. A continuación, se detalla los factores más importantes que afectan la densidad alcanzada en el método de la lluvia de arena:

El tamaño de la salida de la boquilla (del vertedor) es uno de los factores clave que influyen en el control de la densidad relativa de las muestras reconstituidas. Al aumentar el diámetro de la boquilla, se genera una disminución significativa de la densidad relativa (Miura & Toki, 1982).

La densidad relativa del suelo está determinada también por la intensidad de deposición, entendida como la cantidad de partículas que se depositan por unidad de área en un intervalo de tiempo. Cuando dicha intensidad no es uniforme, se generan variaciones espaciales en la densidad del material, lo cual suele deberse a una elección inadecuada del tamaño y disposición de los orificios del tamiz durante el proceso de pluviación (Bellotti & Morabito, 1986; Lo Presti et al., 1993; como se citó en Abdollahi & Bolouri Bazaz, 2017). Sobre el diámetro de las aberturas del tamiz, cuando el diámetro de las aberturas es inferior a aproximadamente el doble del tamaño del grano más grueso en una arena de granulometría media, estas aberturas tienden a obstruirse con facilidad (Heim & Henke, 2024).

En el método de pluviación, la altura de caída de la arena es uno de los factores que controla la densidad relativa final del depósito, debido a que determina la energía de impacto y la capacidad de las partículas para reacomodarse durante la deposición. La relación entre altura de caída y densidad relativa presenta tres fases características: una zona inicial lineal, donde el aumento de la altura incrementa la densidad; una zona no lineal, donde el incremento se reduce progresivamente;

y una zona final constante, en la que la densidad alcanza un valor límite y deja de aumentar, aun cuando la altura continúe creciendo. Esto demuestra que la altura de caída debe ser cuidadosamente calibrada para cada tipo de arena, de modo que el depósito alcance la densidad relativa objetivo sin inducir segregación ni pérdida de uniformidad (Al-salih & Al-abboodi, 2023).

2.2.5.2.3. Secado de suelo granular y escalpado de muestras

Para la ejecución del método de lluvia de arena, el suelo granular debe encontrarse completamente seco, con el fin de garantizar la fluidez del material y evitar la formación de grumos o cohesión superficial entre partículas. El secado se realizó conforme a los criterios de secado al aire establecidos en la norma ASTM D421-85, que recomienda acondicionar las muestras a temperatura ambiente, evitando la exposición directa al sol o al calor excesivo, a fin de no alterar su estructura ni sus propiedades físicas (A.S.T.M., 2002).

En cuanto al escalpado de las muestras, este procedimiento consiste en eliminar las partículas de mayor tamaño para emplear el material restante en los ensayos de caracterización geotécnica. Tras este tratamiento, la distribución granulométrica del material se vuelve más fina y uniforme, lo que puede influir en la resistencia al corte y en el módulo de deformación de los materiales granulares (Dorador & Villalobos, 2020).

Capítulo III: Metodología

3.1. Metodología de la investigación

La presente investigación se desarrolló mediante una metodología orientada a evaluar experimentalmente la influencia de la inserción de puntera y talón en muros de contención de gravedad. Para ello, se efectuaron ensayos físicos instrumentados bajo aplicación incremental de sobrecarga, cuyos resultados permitieron comparar la respuesta de las configuraciones geométricas evaluadas en suelo cohesivo y suelo granular.

3.1.1. Enfoque de la investigación

La investigación se desarrolló bajo un enfoque cuantitativo, debido a que la evaluación del comportamiento del sistema muro–suelo se sustentó en la medición de variables físicas expresadas numéricamente y en su posterior análisis comparativo. Las respuestas experimentales fueron registradas mediante instrumentación durante la aplicación incremental de sobrecarga y procesadas a través de parámetros adimensionales e índices normalizados de deformación.

En particular, se analizaron la sobrecarga crítica adimensional, los desplazamientos horizontales del muro en dos niveles de medición, el asentamiento vertical y la rotación, con la finalidad de comparar objetivamente el desempeño de las configuraciones geométricas ensayadas en cada condición de suelo. Este enfoque resulta coherente con la investigación cuantitativa, en la cual los fenómenos se miden, los datos se procesan mediante procedimientos sistemáticos y las hipótesis se contrastan a partir de evidencia numérica (Sampieri Hernandez et al., 2014).

3.1.2. Tipo y nivel de la investigación

A) Tipo de investigación

De acuerdo con su finalidad, el estudio corresponde a una investigación de tipo aplicada, debido a que busca generar evidencia experimental sobre una problemática específica de la

ingeniería civil: la respuesta de muros de contención de gravedad con diferentes configuraciones de puntera y/o talón frente al incremento de sobrecarga.

La investigación aplicada se orienta al estudio de problemas concretos con utilidad técnica. En este caso, los resultados permiten comparar el comportamiento experimental de las configuraciones evaluadas y aportar información para la interpretación de su desempeño relativo bajo las condiciones ensayadas (Borja S., 2016).

B) Nivel de la investigación

Respecto al nivel o alcance, la investigación es descriptiva-correlacional. Es descriptiva porque se orienta a caracterizar cuantitativamente el comportamiento de cuatro configuraciones geométricas de muros de contención de gravedad frente a la aplicación incremental de sobrecarga. Esta caracterización se realizó mediante variables físicas medibles, tales como la sobrecarga crítica adimensional, el desplazamiento horizontal, el asentamiento vertical y la rotación del muro.

De acuerdo con Hernández-Sampieri et al. (2014), los estudios descriptivos consideran el fenómeno estudiado y sus componentes, miden conceptos y definen variables. En concordancia con ello, la presente investigación describe el desempeño observado de cada configuración de muro bajo condiciones controladas de laboratorio, a partir de indicadores cuantitativos que permiten caracterizar la respuesta del sistema muro–suelo.

Asimismo, la investigación presenta alcance correlacional porque analiza la relación entre la configuración geométrica del muro, la condición geotécnica del suelo y los indicadores de estabilidad global obtenidos experimentalmente. En ese sentido, el estudio no se limita a describir valores aislados, sino que examina cómo varía el desempeño del muro en función de la presencia o ausencia de puntera y/o talón, así como del tipo de suelo empleado en el ensayo.

Debe precisarse que el alcance correlacional no implica establecer una ley causal general ni extrapolar directamente los resultados a escala real, sino identificar la vinculación entre las

variables y condiciones estudiadas dentro del marco experimental adoptado. Por tanto, la investigación describe el comportamiento de los muros ensayados y, a la vez, analiza la relación entre sus configuraciones geométricas, las condiciones de suelo y las variables de respuesta consideradas.

3.1.3. Diseño de la Investigación

A) Tipo de diseño adoptado

La investigación se desarrolló mediante un diseño experimental factorial de arreglo 4×2, de carácter comparativo, con dos corridas por cada combinación experimental. El diseño es experimental porque se modificó deliberadamente la configuración geométrica del muro y se registró la respuesta del sistema muro–suelo durante la aplicación incremental de sobrecarga. Asimismo, es factorial porque se evaluaron conjuntamente dos factores: la configuración geométrica del muro, con cuatro niveles, y la condición geotécnica del suelo, con dos niveles.

De acuerdo con Hernández Sampieri et al. (2014), los diseños factoriales permiten estudiar los efectos de dos o más factores mediante la combinación de sus respectivos niveles. En la presente investigación, cada combinación entre tipo de muro y tipo de suelo constituyó una condición experimental específica, evaluada mediante dos corridas.

Debe precisarse que el carácter factorial corresponde a la estructura de ejecución del experimento. Posteriormente, el análisis inferencial de los resultados se desarrolló de manera diferenciada para cada tipo de suelo, debido al comportamiento geotécnico distinto de ambos materiales y a las restricciones derivadas del número de corridas disponible.

B) Factores y niveles del diseño experimental

El factor principal de estudio correspondió a la configuración geométrica del muro de contención de gravedad, definida a partir de la presencia o ausencia de puntera y/o talón. Como segundo factor experimental se consideró la condición geotécnica del suelo, debido a que la

respuesta del sistema muro–suelo puede variar según el comportamiento cohesivo o granular del material empleado.

Tabla 10

Factores y niveles del diseño experimental

Factor experimental	Nivel	Descripción
Configuración geométrica del muro	A1	Tipo I: muro sin puntera ni talón
	A2	Tipo II: muro con solo puntera
	A3	Tipo III: muro con solo talón
	A4	Tipo IV: muro con puntera y talón
Condición geotécnica del suelo	B1	Suelo cohesivo
	B2	Suelo granular

La configuración geométrica del muro constituyó el factor directamente vinculado con el objetivo y las hipótesis de la investigación. El tipo de suelo fue incorporado como segundo factor experimental, debido a que permitió evaluar si el comportamiento relativo de las configuraciones variaba según la naturaleza geotécnica del material.

C) Estructura factorial y número de corridas

El arreglo factorial estuvo compuesto por ocho combinaciones experimentales, resultantes del cruce entre las cuatro configuraciones geométricas y los dos tipos de suelo. Cada combinación fue evaluada mediante dos corridas, totalizando dieciséis ensayos físicos:

$$4\ configuraciones\ geométricas\ \times 2\ tipos\ de\ suelo\ \times 2\ observaciones = 16\ ensayos$$

Tabla 11

Matriz del diseño experimental factorial 4 X 2

Tipo de suelo	Configuración geométrica del muro				Total, de observaciones
	A1: Tipo I Sin puntera ni talón	**A2: Tipo II Solo puntera**	**A3: Tipo III Solo talón**	**A4: Tipo IV Puntera y talón**	
B1: Suelo cohesivo	A1B1: O1, O2	A2B1: O3, O4	A3B1: O5, O6	A4B1: O7, O8	8
B2: Suelo granular	A1B2: O9, O10	A2B2: O11, O12	A3B2: O13, O14	A4B2: O15, O16	8
Total, de observaciones	4	4	4	4	16

Nota. A1, A2, A3 y A4 representan los niveles del factor configuración geométrica del muro; B1 y B2 representan los niveles del factor condición geotécnica del suelo; O1, O2, …, O16 corresponden a las observaciones experimentales ejecutadas para cada combinación experimental.

Esta organización permitió comparar las cuatro configuraciones de muro dentro de una misma condición de suelo y, de forma complementaria, examinar si el patrón relativo de respuesta variaba entre el suelo cohesivo y el suelo granular.

D) Unidad experimental y ejecución de las observaciones

La unidad experimental estuvo constituida por cada ensayo individual del sistema muro–suelo sometido a sobrecarga incremental hasta la identificación de la condición crítica adoptada. Cada unidad experimental generó una observación de respuesta para cada indicador analizado. En cada ensayo se colocó una configuración de muro dentro de la caja experimental, se preparó el suelo correspondiente conforme al procedimiento establecido y se aplicó la secuencia incremental de carga, registrándose la respuesta mediante instrumentación.

Para obtener cada nueva observación experimental, se retiró el suelo utilizado y se reconstruyó nuevamente el medio experimental antes de ejecutar el siguiente ensayo. El espécimen rígido correspondiente a cada tipología de muro fue reutilizado, debido a que el procedimiento produjo desplazamiento, rotación y/o asentamiento del sistema, sin ocasionar destrucción estructural del elemento de concreto.

Por tanto, las dos observaciones experimentales por combinación permitieron evaluar la repetibilidad básica de la respuesta bajo un mismo protocolo de preparación, carga y medición; sin embargo, no representan el ensayo de dos especímenes independientes de muro para cada tipología.

E) Alcance de la configuración geométrica evaluada

Las configuraciones de muro fueron definidas manteniendo el ancho total de base adoptado para el experimento y modificando la disposición geométrica asociada a la presencia o ausencia de puntera y talón. Sin embargo, la investigación no pretende aislar el efecto puro de una extensión basal independiente de las demás características resistentes del muro.

En los muros de gravedad, la configuración de la base interviene conjuntamente con la distribución de masa, la ubicación de la resultante resistente, los brazos estabilizantes y la interacción con el suelo. Asimismo, cuando existe talón, el suelo ubicado sobre la base posterior puede contribuir al comportamiento resistente del sistema. Por ello, el tratamiento experimental corresponde a la comparación de configuraciones geométricas integrales y no exclusivamente al efecto aislado de la puntera o del talón.

Esta precisión es necesaria porque los muros de gravedad obtienen su resistencia principalmente mediante su peso propio y la configuración de su base, mientras que la puntera y el talón forman parte de la geometría que condiciona la respuesta frente a deslizamiento, volcamiento y presiones transmitidas al suelo.

F) Variables de respuesta

La respuesta experimental de cada configuración fue evaluada mediante la sobrecarga crítica adimensional y los índices normalizados de deformación obtenidos a partir de los registros instrumentales.

Tabla 12

Variables de respuesta del diseño experimental

Variable de respuesta	Descripción	Criterio de comportamiento favorable
$\pi_{q_{crit}}$	Sobrecarga crítica adimensional alcanzada por el sistema muro–suelo	Mayor valor
$I_{\pi_{\Delta S_{z=0.75H}}}$	Índice normalizado de desplazamiento horizontal medido en (z = 0.75H)	Menor valor
$I_{\pi_{\Delta S_{z=0.35H}}}$	Índice normalizado de desplazamiento horizontal medido en (z = 0.35H)	Menor valor
$I_{\pi_{\Delta S1}}$	Índice normalizado de asentamiento vertical del muro	Menor valor
$I_{\pi_{\Delta\theta}}$	Índice normalizado de rotación del muro	Menor valor

La sobrecarga crítica adimensional permitió evaluar la capacidad relativa del sistema para alcanzar la condición crítica bajo el incremento de carga. Por su parte, los índices normalizados de deformación permitieron comparar la magnitud relativa de la respuesta horizontal, vertical y rotacional registrada en las diferentes configuraciones.

G) Variables extrañas y estrategia de control experimental

En el diseño experimental, además de los factores evaluados, pueden intervenir condiciones ajenas al tratamiento que modifiquen la respuesta registrada y dificulten la atribución de los resultados a las configuraciones ensayadas. Estas condiciones se reconocen como variables extrañas, debido a que, si no son controladas, pueden afectar la validez interna del experimento al

introducir explicaciones alternativas sobre los cambios observados en las variables de respuesta. De acuerdo con Hernández Sampieri et al. (2014), el control experimental implica contener la influencia de variables extrañas sobre las variables dependientes, de modo que las diferencias registradas puedan asociarse razonablemente con la manipulación de los factores de interés y no con otras causas ajenas al tratamiento.

En la presente investigación, la configuración geométrica del muro y el tipo de suelo no constituyeron variables extrañas, puesto que ambos fueron evaluados deliberadamente como factores del arreglo experimental 4×2. Las variables extrañas potenciales estuvieron asociadas principalmente con la preparación del medio de ensayo, las condiciones de frontera, el procedimiento de carga, la instrumentación y la repetición de los ensayos. Su control se realizó principalmente mediante la estandarización de los procedimientos y el mantenimiento de condiciones equivalentes para las observaciones experimentales comparables.

Tabla 13

Variables extrañas potenciales y estrategias de control aplicadas

Variable extraña potencial	Posible efecto sobre la respuesta experimental	Estrategia de control aplicada
Variación de la escala geométrica de los modelos	Alteración de la comparabilidad geométrica entre tipologías	Los modelos físicos fueron elaborados conforme a la escala reducida adoptada de 1:25.
Variación no prevista del ancho total de base	Modificación de la superficie de contacto y de la respuesta resistente, distinta al tratamiento previsto	Se mantuvo el mismo ancho total de base en las cuatro configuraciones, variando únicamente la disposición geométrica correspondiente a la presencia o ausencia de puntera y/o talón.
Cambio en las condiciones de frontera del ensayo	Influencia distinta de las paredes o base del contenedor sobre la deformación del suelo y del muro	Se utilizó la misma caja experimental y la misma configuración general de ensayo para todas las observaciones.

Variable extraña potencial	Posible efecto sobre la respuesta experimental	Estrategia de control aplicada
Variación en la preparación del suelo cohesivo	Cambios en humedad, densidad o consistencia inicial que podrían alterar la respuesta del sistema	El suelo cohesivo fue acondicionado y colocado siguiendo el procedimiento establecido de apisonado húmedo para cada observación experimental.
Variación en la preparación del suelo granular	Cambios en densidad relativa o acomodamiento inicial de partículas que podrían modificar el comportamiento deformacional	El suelo granular fue colocado mediante el procedimiento establecido de lluvia de arena para cada observación experimental.
Diferencias en el sistema o secuencia de aplicación de sobrecarga	Generación de respuestas no comparables por cambios en la forma de solicitación	Se mantuvo el sistema de sobrecarga en franja y el procedimiento incremental definido para los ensayos.
Variación en la ubicación o funcionamiento de los sensores	Alteración de los desplazamientos, asentamientos o rotaciones registrados	Se conservaron los sensores, las posiciones de medición y el procedimiento de registro establecidos para la evaluación del muro.
Alteración del medio de suelo por un ensayo anterior	Influencia de deformaciones previas, remoldeo o compactación acumulada sobre la siguiente observación	Para cada nueva observación experimental, el suelo fue retirado y el medio de ensayo fue reconstruido nuevamente antes de aplicar la sobrecarga.
Deterioro del espécimen rígido de muro por reutilización	Modificación de su respuesta por daño estructural acumulado	Los especímenes de muro fueron reutilizados únicamente debido a que los ensayos generaron desplazamiento, rotación y/o asentamiento, sin ocasionar destrucción estructural del elemento de concreto.
Variación en el procesamiento de los registros	Obtención de indicadores no comparables por aplicación de criterios diferentes	Los indicadores fueron calculados mediante los mismos criterios generales de procesamiento para todas las observaciones, incluyendo la precisión metodológica documentada para la determinación de la sobrecarga crítica.
Orden de ejecución de las configuraciones	Sesgo por aprendizaje operativo, variación temporal del material o modificación progresiva de las condiciones del ensayo	El orden de ejecución de las configuraciones dentro de cada condición de suelo fue variado para reducir efectos sistemáticos asociados a la secuencia de ensayo.

El control de estas variables se realizó principalmente mediante la estrategia de mantener constantes o reproducir de forma estandarizada las condiciones experimentales. En particular, para cada observación se reconstruyó el medio de suelo correspondiente y se repitió el protocolo de preparación, carga y medición, con el propósito de reducir la influencia de condiciones ajenas a los factores evaluados.

Debe precisarse que la igualdad estricta del peso propio entre las cuatro tipologías de muro no fue considerada una variable extraña controlada. La variación del peso y de su distribución se encuentra asociada a la propia configuración geométrica del muro, especialmente al comparar la tipología sin puntera ni talón con aquellas que incorporan extensiones de base. En consecuencia, los resultados se interpretan como respuesta de configuraciones geométricas integrales, en las que intervienen conjuntamente la geometría basal, la distribución de masa, los brazos resistentes y la interacción suelo–muro.

Asimismo, el tipo de suelo no fue mantenido constante para el experimento completo, debido a que constituyó el segundo factor evaluado. Lo que se controló fue el procedimiento de preparación y reproducción de cada condición geotécnica dentro de las observaciones correspondientes a suelo cohesivo y suelo granular.

3.2. Población y muestra

La determinación de la población y la muestra se realizó de acuerdo con la naturaleza experimental de la investigación. En estudios de ingeniería, la unidad de estudio puede estar constituida por elementos físicos sometidos a ensayo, ensayos de laboratorio o fenómenos registrados, siempre que se definan claramente las condiciones bajo las cuales se obtienen los datos.

3.2.1. Población

Por tratarse de una investigación experimental, la población no se definió como la totalidad de muros de contención de gravedad existentes en condiciones reales de obra, debido a que el

estudio no pretende efectuar una generalización probabilística sobre todas las tipologías, dimensiones o condiciones geotécnicas posibles. En su lugar, se estableció una población experimental accesible, conformada por las condiciones del sistema muro–suelo definidas para evaluar la influencia de la configuración basal del muro dentro del modelo físico adoptado.

La población experimental estuvo constituida por las combinaciones resultantes de dos factores: la configuración geométrica del muro de contención de gravedad y la condición geotécnica del suelo. El primer factor comprendió cuatro niveles: muro Tipo I, sin puntera ni talón; muro Tipo II, con solo puntera; muro Tipo III, con solo talón; y muro Tipo IV, con puntera y talón. El segundo factor comprendió dos niveles: suelo cohesivo y suelo granular.

En consecuencia, la población experimental quedó conformada por ocho combinaciones de evaluación:

$$4\ configuraciones\ geométricas\ \times 2\ tipos\ de\ suelo = 8\ condiciones\ experimentales$$

Tabla 14

Población experimental definida para la investigación

Factor	**Niveles considerados**	**Número de niveles**
Configuración geométrica del muro	Tipo I: sin puntera ni talón; Tipo II: solo puntera; Tipo III: solo talón; Tipo IV: puntera y talón	4
Condición geotécnica del suelo	Suelo cohesivo y suelo granular	2
Combinaciones experimentales resultantes	Cruce de los niveles de ambos factores	**8**

Estas ocho combinaciones representaron el marco experimental dentro del cual se evaluó la respuesta del sistema muro–suelo. Por tanto, los resultados obtenidos se interpretan respecto de las configuraciones, materiales y condiciones de ensayo consideradas, y no como una representación estadística de todos los muros de contención de gravedad existentes.

3.2.2. Muestra

La muestra fue de tipo no probabilística por conveniencia técnica, debido a que las unidades experimentales no fueron seleccionadas mediante un procedimiento aleatorio, sino en función de las características propias de la investigación, la accesibilidad de los elementos de ensayo, la viabilidad de construcción de los modelos físicos, la disponibilidad de materiales, el control de laboratorio y la correspondencia con los objetivos del estudio.

De acuerdo con Hernández-Sampieri et al. (2014), en las muestras no probabilísticas la elección de los elementos no depende de la probabilidad, sino de causas relacionadas con las características de la investigación o los propósitos del investigador; asimismo, la elección entre una muestra probabilística o no probabilística depende del planteamiento del estudio, del diseño de investigación y de la contribución que se espera realizar.

De esta manera, la muestra quedó constituida por dieciséis observaciones experimentales individuales:

$$4\ configuraciones\ geométricas\ \times 2\ tipos\ de\ suelo\ \times 2\ observaciones = 16\ ensayos$$

Tabla 15

Composición de la muestra experimental

Condición geotécnica	Configuraciones evaluadas	Observaciones por configuración	Subtotal de observaciones
Suelo cohesivo	4	2	8
Suelo granular	4	2	8
Total	**8 combinaciones experimentales**	**2 por combinación**	**16**

Debe precisarse que las dieciséis observaciones experimentales corresponden a la base empleada para el análisis comparativo de los indicadores de respuesta. Por tanto, la muestra no tuvo como finalidad representar probabilísticamente a todos los muros de contención de gravedad

en condiciones reales de obra, sino proporcionar evidencia experimental sobre las condiciones muro–suelo definidas dentro del alcance, escala y protocolo de ensayo adoptados en la investigación.

3.3. Técnicas de recolección de datos

La recolección de datos se orientó a obtener información cuantitativa de la respuesta del sistema muro–suelo durante los ensayos físicos sometidos a sobrecarga incremental. Para ello, se empleó una técnica de observación directa y estructurada, apoyada en instrumentación electrónica y formatos de registro, que permitió generar información comparable para las dieciséis observaciones experimentales consideradas en la investigación.

3.3.1. Técnica

La técnica empleada fue la observación directa, estructurada e instrumentada durante ensayos físicos de carga incremental. Fue directa porque la información se obtuvo a partir del comportamiento observable del sistema muro–suelo sometido al procedimiento experimental; estructurada porque las condiciones de ensayo, las variables de respuesta y las etapas de registro fueron definidas previamente; e instrumentada porque las mediciones principales se obtuvieron mediante sensores instalados en el modelo físico.

Borja Suárez (2016) señala que, en investigaciones de ingeniería, la observación permite registrar hechos y fenómenos mediante instrumentos de medición y procedimientos previamente definidos, debiendo sistematizarse los datos obtenidos en formatos adecuados para su posterior análisis. En concordancia con ello, la presente investigación registró la evolución de la respuesta del muro durante la aplicación progresiva de sobrecarga, considerando como magnitudes principales el desplazamiento horizontal en dos niveles de medición, el asentamiento vertical y la rotación del muro.

La observación instrumentada se aplicó de manera uniforme en cada observación experimental, identificándose previamente la configuración geométrica del muro, el tipo de suelo y la secuencia de sobrecarga correspondiente. De este modo, los datos obtenidos constituyeron la base para calcular la sobrecarga crítica adimensional y los índices normalizados de deformación empleados en la comparación del desempeño de las configuraciones evaluadas.

3.3.2. Instrumento de recolección de datos

El instrumento de recolección de datos estuvo constituido por un sistema integrado de medición, adquisición y registro, diseñado para captar la respuesta cinemática del muro durante la aplicación incremental de sobrecarga. Este sistema comprendió sensores de distancia para medir desplazamientos y asentamiento, un sensor inercial para registrar la rotación del muro, una placa de adquisición de datos y formatos digitales y manuales para identificar cada observación experimental y registrar la secuencia de carga aplicada.

Hernández Sampieri et al. (2014) señalan que la recolección de datos cuantitativos requiere seleccionar o elaborar instrumentos adecuados para obtener, codificar, archivar y preparar los datos para su análisis. Asimismo, Borja Suárez (2016) precisa que, en proyectos experimentales de ingeniería, los instrumentos de medición y los formatos de registro constituyen los medios mediante los cuales se sistematiza la información observada.

Tabla 16

Instrumentos empleados para la recolección de datos experimentales

Instrumento o componente	Función en la recolección de datos	Variable o información registrada
Sensor de distancia VL53L0X – S1	Medir la variación vertical asociada al descenso del muro	Asentamiento vertical
Sensor de distancia VL53L0X – S2	Medir el desplazamiento horizontal en la cota inferior de control	Desplazamiento horizontal en (z= 0.35H)
Sensor de distancia VL53L0X – S3	Medir el desplazamiento horizontal en la cota superior de control	Desplazamiento horizontal en (z= 0.75H)
Sensor inercial MPU-6050	Registrar la inclinación del muro durante el ensayo	Rotación global del muro
Placa Arduino	Recibir y transmitir las lecturas de los sensores al sistema de registro	Datos digitales de distancia y orientación
Complemento PLX-DAQ vinculado a Microsoft Excel	Registrar automáticamente las lecturas generadas durante el ensayo	Base de datos bruta por observación experimental
Formato de identificación y registro de carga	Identificar la condición evaluada y consignar la secuencia de sobrecarga aplicada	Tipo de muro, tipo de suelo, número de observación, fecha y carga incremental

Las mediciones instrumentales fueron registradas automáticamente con una frecuencia de 1 Hz, equivalente a una muestra por segundo, lo que permitió representar la evolución de los desplazamientos y de la rotación durante la aplicación de cada incremento de sobrecarga. Cada observación experimental generó un archivo independiente, identificado mediante un código que incorporó la configuración del muro, el tipo de suelo, el número de observación y la fecha del ensayo.

El detalle técnico de los sensores, su ubicación en la caja experimental, el sistema de conexión y el procedimiento de adquisición digital se desarrolla en el apartado 3.5.5. Sistema de

medición e instrumentación. Por su parte, la depuración, transformación y procesamiento de los registros obtenidos se presenta en el apartado 3.6. Recolección y procesamiento de datos

3.3.3. Secuencia metodológica de recolección de datos

La recolección de datos se desarrolló mediante una secuencia uniforme para cada observación experimental, con la finalidad de mantener condiciones comparables entre las combinaciones del diseño factorial. La secuencia comprendió la identificación de la condición experimental, la preparación del sistema muro–suelo, la verificación del sistema de medición, la aplicación incremental de sobrecarga, el almacenamiento de los registros y su posterior transferencia al procesamiento de datos.

Tabla 17

Secuencia metodológica de recolección de datos por observación experimental

Etapa	Procedimiento general	Información obtenida o verificada
1. Identificación de la condición experimental	Se definió la configuración geométrica del muro, el tipo de suelo y el número de observación correspondiente.	Código de identificación de la observación experimental.
2. Preparación del sistema muro–suelo	Se preparó o reconstruyó el medio de suelo conforme al procedimiento correspondiente y se colocó el muro evaluado en la caja experimental.	Condición inicial del sistema físico conforme al tratamiento previsto.
3. Verificación y registro inicial	Se comprobó la ubicación y funcionamiento de los sensores y se registraron lecturas iniciales antes de la aplicación de la sobrecarga.	Lecturas de referencia para desplazamiento, asentamiento y rotación.
4. Aplicación incremental de sobrecarga	Se aplicaron progresivamente los incrementos de carga previstos sobre la franja de sobrecarga.	Carga aplicada y carga acumulada por incremento.
5. Registro instrumentado de la respuesta	Durante la aplicación de la sobrecarga, se registraron automáticamente las lecturas de los sensores mediante el sistema de adquisición digital.	Desplazamientos horizontales, asentamiento vertical y rotación del muro.

Etapa	Procedimiento general	Información obtenida o verificada
6. Cierre de la observación experimental	Una vez alcanzada la condición final correspondiente al ensayo, se detuvo el registro y se almacenó el archivo generado.	Archivo bruto identificado para cada observación experimental.
7. Organización para el procesamiento	Los archivos obtenidos fueron ordenados según configuración, suelo y número de observación para su depuración y transformación posterior.	Base organizada para el cálculo de parámetros adimensionales e índices normalizados.

La secuencia descrita se aplicó a las dieciséis observaciones experimentales del diseño, manteniendo el mismo criterio general de identificación, preparación, aplicación de carga y registro instrumental. Para obtener cada nueva observación, el suelo fue retirado y el medio experimental fue nuevamente preparado, evitando que las deformaciones o alteraciones producidas durante un ensayo condicionaran directamente la respuesta del siguiente.

El procedimiento detallado de preparación de los suelos se desarrolla en los apartados correspondientes al sistema de colocación del suelo cohesivo y del suelo granular. Asimismo, las etapas específicas de registro inicial, aplicación de carga, almacenamiento de archivos y procesamiento de la base de datos se presentan en el apartado 3.6. Recolección y procesamiento de datos.

3.4. Recolección de datos

3.4.1. Exploración de fuentes de suelo

La realización de esta tesis de investigación, y por lo tanto la demostración de la hipótesis, requiere el estudio de la estabilidad de muros considerando dos casos de tipos de suelos, los cuales fueron: suelo cohesivo y suelo granular. La elección de estos dos tipos de suelos permitió la realización de los ensayos en dos medios geotécnicos contrastantes, generando resultados más representativos y proporcionando una comparación consistente del desempeño en cada caso.

3.4.1.1. Obtención del suelo cohesivo

Para la obtención del suelo cohesivo, se realizó una calicata ubicada en P.J. General Ollanta, distrito de Santiago, provincia de Cusco y departamento de Cusco, específicamente en las coordenadas UTM 180075.07 m (ESTE) y 8501311.68 m (NORTE) de la Zona 19 Sur.

Figura 35

Ubicación de Calicata de Suelo Cohesivo



Esta calicata poseía una altura de 2.50 metros de profundidad y permitió la obtención de la cantidad necesaria de muestras de suelo cohesivo para los ensayos de estudio de mecánica de suelos necesarias para caracterizar sus propiedades, y también, para los ensayos a escala reducida.

Figura 36

Extracción de Muestras de Suelo Cohesivo



Para la recolección de las muestras necesarias para los ensayos de mecánica de suelos; tales como ensayos de contenido de humedad, granulometría, límites de consistencia, gravedad específica, proctor modificado y corte directo; se extrajeron de forma secuencial, obteniéndose muestras alteradas para cada ensayo, utilizando bolsas herméticas que protegían a la muestra de la pérdida de su humedad natural y también evitándose la pérdida de las partículas más finas.

Figura 37

Recolección de Muestras de Suelo Cohesivo Alteradas



La decisión de obtener las muestras de forma alterada se sustenta debido a que, al armar el modelo a escala, no se representará el estado original del suelo encontrado en la calicata; sino se centrará en simular un estado igualitario para cada ensayo. Por ello, y al generar un estado remoldeado en los ensayos a escala, no fue necesario realizar la extracción de la muestra de forma inalterada.

Para la obtención de las muestras de suelo cohesivo para la realización de los ensayos de modelo a escala se realizó utilizando sacos recubiertos en su interior por un plástico liso no poroso el cual protegía al suelo de la pérdida de partículas finas. En las secciones posteriores se indicará la forma en la cual se realizó el tratamiento de este suelo previo a la realización de los ensayos a escala.

3.4.1.2. Obtención del suelo granular

En el caso del suelo granular se procedió a la exploración de la zona de la APV. Pillao Matao, distrito de San Jerónimo, provincia de Cusco, departamento de Cusco; específicamente en las coordenadas UTM 184496.13 m (ESTE) y 8499469.82 m (NORTE) de la Zona 19 Sur. En este lugar se observó la presencia de estratos con presencia de suelo granular en los taludes expuestos explorados.

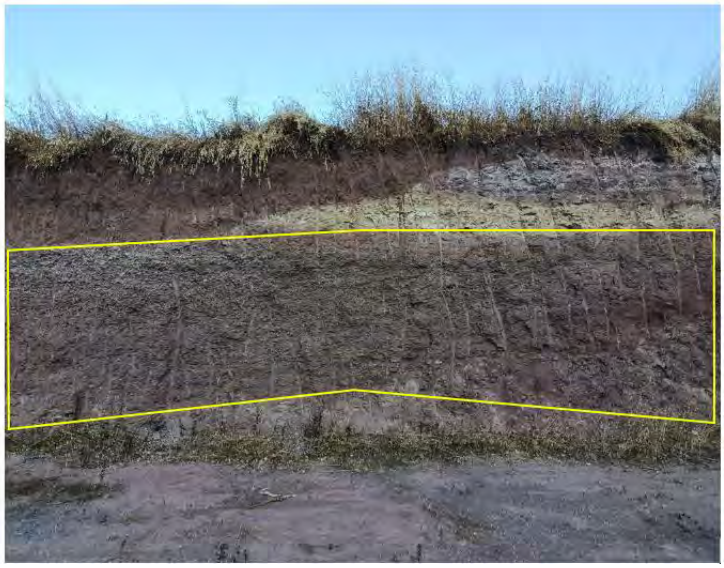
Figura 38

Ubicación de la muestra de Suelo Granular



Figura 39

Exploración de Taludes con Suelo Granular de la zona



Una vez identificado la presencia de suelo granular, se seleccionó un talud de donde se podría extraer la cantidad suficiente de muestra de suelo granular para realizar los ensayos de caracterización y ensayos a escala necesarias para esta investigación.

Figura 40

Ubicación de Talud Expuesto de Suelo Granular Seleccionado



De igual manera que el suelo cohesivo se realizó la extracción de muestras de forma secuencial. Inicialmente se tomaron muestras en bolsas herméticas para los ensayos de mecánica de suelos tales como ensayos de contenido de humedad, granulometría, gravedad específica, proctor modificado y corte directo. Estas muestras fueron extraídas de forma alterada por un motivo símil al ya anteriormente justificado en el suelo cohesivo.

Figura 41

Recolección de Muestras de Suelo Granular Alteradas



Posteriormente, se procedió a la extracción de un volumen mayor de material destinado a los ensayos a escala reducida. Dado que el talud se encontraba expuesto, la recolección del suelo se efectuó utilizando un camión tipo “canter”, en el cual se cargó el material de manera manual, asegurando así la obtención de una cantidad suficiente y representativa del suelo requerido para los ensayos.

Figura 42

Extracción y Transporte de Muestra de Suelo Granular en Camión



Figura 43

Transporte de Muestra de Suelo Granular en Camión



Una vez obtenido la cantidad necesaria para los ensayos a escala estos fueron almacenados en un ambiente cerrado y debidamente aislados con plásticos para evitar la pérdida de material fino y la pérdida de su humedad.

Figura 44

Almacenamiento de Muestras de Suelo Granular



3.4.2. Ensayos realizados a los suelos explorados

En esta sección se describen los ensayos de mecánica de suelos realizados con la finalidad de caracterizar los dos tipos de suelo estudiados en la investigación: suelo cohesivo y suelo granular. Dichos ensayos permitieron determinar las propiedades físicas y mecánicas necesarias para la correcta interpretación del comportamiento de ambos materiales en los análisis posteriores.

Los ensayos realizados fueron los siguientes:

Para el suelo cohesivo:

- Contenido de humedad (ASTM D2216)
- Granulometría (ASTM D6913)
- Límites de consistencia (ASTM D4318)
    - Límite Plástico
    - Límite Líquido
- Gravedad Específica (ASTM D854)
- Proctor Modificado (ASTM D1557)

Para el suelo granular:

- Contenido de humedad (ASTM D2216)
- Granulometría (ASTM D6913)
- Gravedad Específica (ASTM D854)
- Densidad Mínima (ASTM D4254)

A continuación, se describe cada uno de los ensayos realizado y los resultados obtenidos.

3.4.2.1. Ensayos realizados en el suelo cohesivo

3.4.2.1.1. Ensayo de Contenido de Humedad

Se realizó primeramente el ensayo de contenido de humedad natural de las muestras extraídas de la calicata seleccionada. Para ello se siguió los procedimientos y materiales indicados en la norma ASTM D2216. De esta forma se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 18

Cálculo del Contenido de Humedad Natural del Suelo Cohesivo

Método de secado al horno						
Muestra N°	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
Peso recipiente (g)	54.57	57.04	44.15	58.11	32.11	26.68
Peso recipiente + suelo húmedo (g)	169.78	154.49	136.24	172.52	124.51	111.87
Peso recipiente + suelo seco (g)	127.62	119.08	103.01	131.50	89.88	81.34
Peso suelo seco (g)	73.05	62.04	58.86	73.39	57.77	54.66
Peso agua (g)	42.16	35.41	33.23	41.02	34.63	30.53
Contenido de humedad	57.71%	57.08%	56.46%	55.89%	59.94%	55.85%

Obteniéndose en promedio un contenido de humedad natural de 57.16% para el suelo cohesivo.

Figura 45

Ensayo de Contenido de Humedad Natural de Suelo Cohesivo



3.4.2.1.2. Ensayo de Granulometría

Previamente al ensayo de granulometría, se realizó el lavado de la muestra de material para determinar el contenido de material fino de la muestra. Para ello se siguió los procedimientos y materiales indicados en la norma ASTM D1140, obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 19

Resultados de Lavado para Granulometría de Suelo Cohesivo

Peso de la Muestra Seca Inicial para lavado (gr.)	1800.00
Peso Muestra Seca Final retenida en malla Nro. 200 (gr.)	260.16
% de Muestra retenida en malla Nro.200	14.45
Peso de muestra eliminada en lavado (gr.)	1539.84
% de Muestra que pasa malla Nro.200	85.55

Figura 46

Lavado para Ensayo de Granulometría de Suelo Cohesivo



De esta forma se pudo determinar que efectivamente se estaba trabajando con un material cohesivo, pues más del 50% de la muestra paso la malla Nro. 200. Seguidamente se realizó el ensayo de granulometría de forma tradicional siguiendo los procedimientos y materiales indicados en la norma ASTM D6913. Cabe destacar que el material que paso la malla Nro.200 en el ensayo de lavado de muestra se colocó en la celda de material que pasó la malla Nro.200. A continuación, se muestran los resultados obtenidos:

Tabla 20

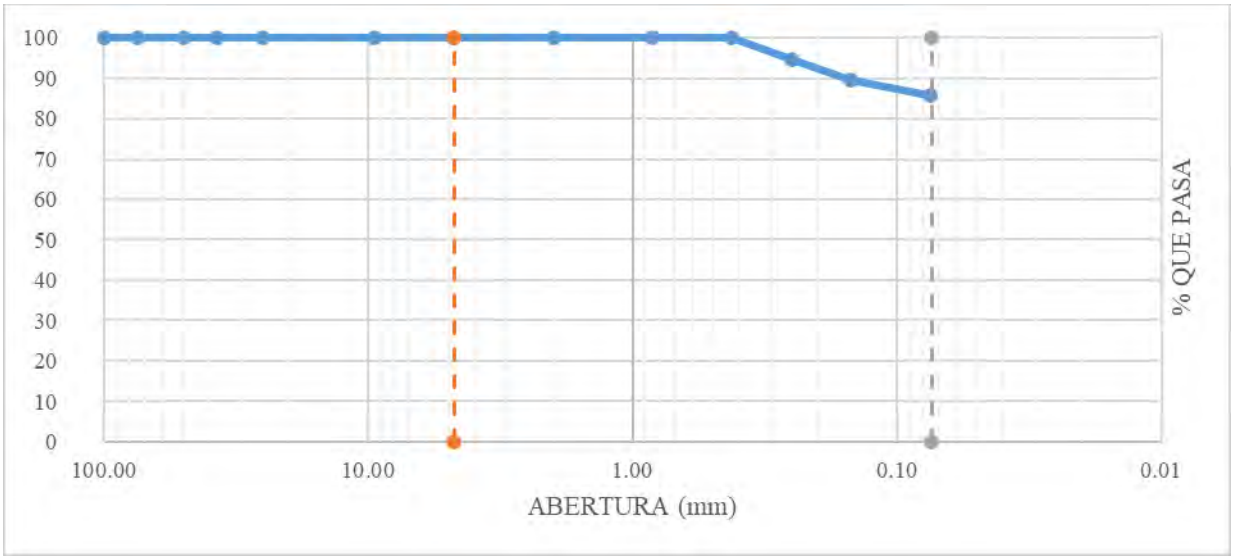
Cálculo de la Distribución Granulométrica de Suelo Cohesivo

TAMIZ	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	PESO QUE PASA (gr)	% RETENIDO	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA
4"	100.000	0.00	1800.00	0.00	0.00	100.00
3"	75.000	0.00	1800.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.000	0.00	1800.00	0.00	0.00	100.00
1 1⁄2"	37.500	0.00	1800.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.000	0.00	1800.00	0.00	0.00	100.00
1/4"	9.500	0.00	1800.00	0.00	0.00	100.00
N° 4	4.750	0.00	1800.00	0.00	0.00	100.00
N° 10	2.000	0.00	1800.00	0.00	0.00	100.00
N° 20	0.840	0.00	1800.00	0.00	0.00	100.00
N° 40	0.425	0.00	1800.00	0.00	0.00	100.00
N° 60	0.250	94.42	1705.58	5.25	5.25	94.75
N° 100	0.150	92.05	1613.53	5.12	10.37	89.63
N° 200	0.075	71.47	1542.06	3.98	14.35	85.65
Cazuela	0.000	1539.84	2.22	85.65	100.00	0.00
			1797.78		100.00	

En base a estos datos se puede obtener la siguiente curva granulométrica:

Figura 47

Curva Granulométrica de Suelo Cohesivo



Nota. La zona de la izquierda de la línea naranja corresponde a las gravas, la zona entre la línea naranja y ploma representa las arenas y la zona derecha a la línea ploma representa arcillas y limo.

En base a los resultados y a la curva granulométrica obtenidos del ensayo, podemos observar que no fue posible realizar el cálculo de D60, D30 y D10; generando a su vez la imposibilidad de calcular el valor del coeficiente de uniformidad (C_u) y del coeficiente de curvatura (C_c). A continuación, se muestra los resultados obtenidos del ensayo de granulometría del suelo cohesivo.

Tabla 21

Resultados de Ensayo de Granulometría de Suelo Cohesivo

% de gruesos	14.35	*Retenido en malla Nro. 200*
% de finos	85.65	*Pasa malla Nro. 200*
% de grava	0.00	*Retenido en malla Nro. 4*
% de arena	14.35	*Pasa malla Nro. 4, retenido en malla Nro. 200*
% de la fracción gruesa retenida en la malla Nro. 4	0.00	*(Grava)*
% de la fracción gruesa pasa la malla Nro. 4	100.00	*(Arena)*

Figura 48

Ensayo de granulometría de suelo Cohesivo



3.4.2.1.3. Ensayo de Límites de consistencia

Se realizo los ensayos correspondientes para la obtención de los límites de consistencia. Para la obtención del límite plástico, límite líquido y el índice de plasticidad; se utilizó los materiales y procedimientos descritos en la norma ASTM D4318.

Para obtener el valor del límite plástico, se formaron cilindros de suelo siguiendo el procedimiento establecido en la norma ASTM D4318. La muestra previamente preparada fue amasada hasta lograr una consistencia homogénea y, posteriormente, se moldearon hilos de aproximadamente 3 mm de diámetro mediante el rodado sobre una superficie lisa. Cuando los hilos alcanzaron dicho diámetro, se observó si estos se mantenían íntegros o se desmoronaban. Este proceso se repitió ajustando gradualmente el contenido de agua hasta identificar la humedad a la cual los hilos se desintegraron al llegar a los 3 mm, registrándose este valor como el límite plástico del suelo.

Tabla 22

Cálculo de Límite Plástico

Nº de lata	**1**	**2**	**3**
Peso de suelo húmedo + lata (g)	11.84	11.29	10.77
Peso de suelo seco + lata (g)	10.90	10.49	10.14
Peso de lata (g)	5.67	6.01	6.63
Peso de suelo seco (g)	5.23	4.48	3.51
Peso de suelo húmedo (g)	6.17	5.28	4.14
Peso de agua (g)	0.94	0.80	0.63
Contenido de humedad (w%)	17.97%	17.86%	17.95%
Límite Plástico		17.93%	

Para la determinación del límite líquido, se empleó el procedimiento especificado en la norma ASTM D4318. La muestra previamente acondicionada fue colocada en la copa de Casagrande y se niveló formando una superficie uniforme. Posteriormente, se realizó la ranura estándar utilizando la herramienta correspondiente y se aplicaron golpes controlados a una

frecuencia constante. Se registró el número de golpes necesarios para que ambas mitades de la ranura se unieran en una longitud aproximada de 13 mm. Este procedimiento se repitió variando el contenido de humedad, obteniéndose al menos tres puntos en el intervalo de interés. A continuación, se muestra los resultados obtenidos:

Tabla 23

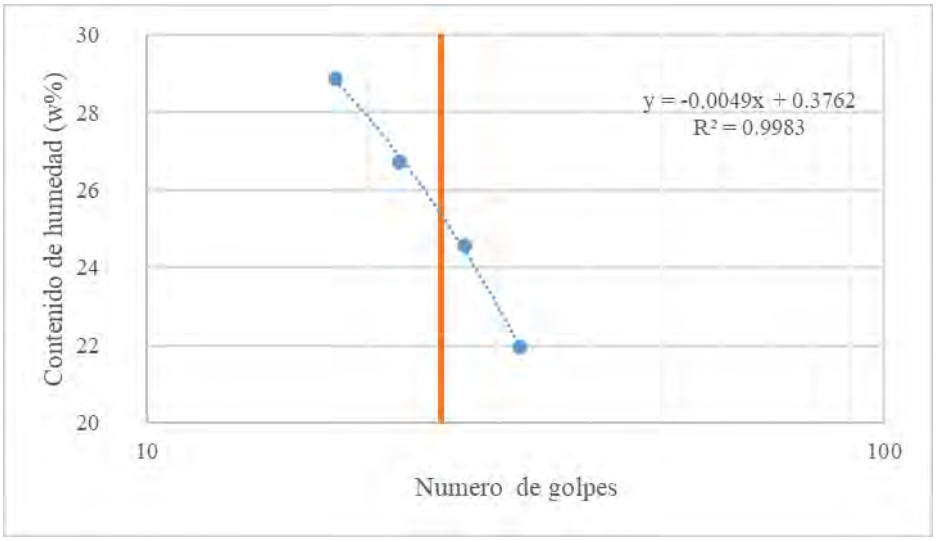
Cálculo de Límite Líquido

Nº de lata	1	2	3	4
Peso de suelo húmedo + lata (g)	104.42	92.95	95.96	112.83
Peso de suelo seco + lata (g)	88.26	76.80	78.50	90.06
Peso de lata (g)	14.62	11.05	13.17	11.23
Peso de suelo seco (g)	73.64	65.75	65.33	78.83
Peso de suelo húmedo (g)	89.80	81.90	82.79	101.60
Peso de agua (g)	16.16	16.15	17.46	22.77
Contenido de humedad (w%)	21.94%	24.56%	26.73%	0.29
Número de golpes	32	27	22	18

Finalmente, se construyó la curva de fluidez y se interpoló la humedad correspondiente a 25 golpes, valor que se tomó como el límite líquido del suelo.

Figura 49

Curva de Fluidez para Límite Líquido



$$LL = -0.0049(25) + 0.3762$$

$$LL = 25.37\%$$

Obtenidos los valores del límite plástico y límite líquido, se procedió con el cálculo del valor del índice de plasticidad:

$$IP = LL - LP$$

$$IP = 25.37\% - 17.93\%$$

$$IP = 7.44\%$$

A continuación, se muestra un resumen de los resultados obtenidos en los ensayos de límites de consistencia del suelo cohesivo.

Tabla 24

Resultados de Ensayos de Límites de Consistencia de Suelo Cohesivo

Límite Plástico	17.93%
Límite Líquido	25.37%
Índice de Plasticidad	7.44%

Figura 50

Ensayos de Límites de Consistencia de Suelo Cohesivo



3.4.2.1.4. Clasificación del suelo según SUCS

Con los datos de granulometría y límites de consistencia obtenidas se pudo proceder con la clasificación según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelo (SUCS). Primeramente, identificamos que más del 50% de la muestra pasó la malla número 200 (mediante el lavado de la muestra). Seguidamente, con los datos de límite líquido y del índice de plasticidad que son 25.37% y 7.44% respectivamente; se pudo identificar en la carta de plasticidad de Casagrande que la muestra se encuentra sobre la línea "A". Además, como el índice de plasticidad es mayor a 7%, se pudo concluir que se trata de una arcilla de baja plasticidad (CL).

Figura 51

Clasificación de Suelos según SUCS de Suelo Cohesivo

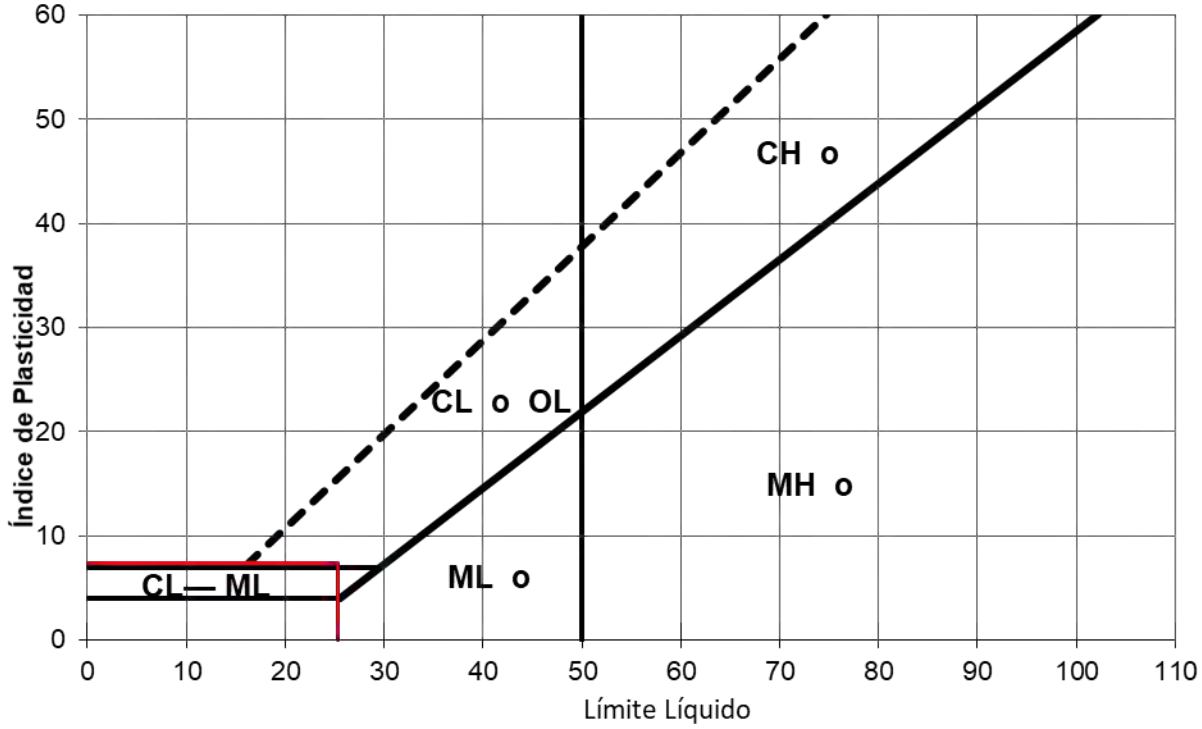
				Clasificación del suelo	
	Criterios para asignar símbolos y nombres de grupo utilizando pruebas de laboratorio[a]			Símbolo de grupo	Nombre de grupo[b]
Suelos de grano grueso Más de 50% retenido en la malla núm. 200	Gravas Más de 50% de la fracción gruesa retenida en la malla núm. 4	Gravas limpias Menos de 5% finos[c]	$C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3$[e]	GW	Grava bien graduada[f]
			$C_u < 4$ y/o $1 > C_c > 3$[e]	GP	Grava mal graduada[f]
		Gravas con finos Más de 12% finos[c]	Los finos se clasifican como ML o MH	GM	Grava limosa[f,g,h]
			Los finos se clasifican como CL o CH	GC	Grava arcillosa[f,g,h]
	Arenas 50% o más de la fracción gruesa pasa la malla núm. 4	Arenas limpias Menos de 5% finos[d]	$C_u \geq 6$ y $1 \leq C_c \leq 3$[e]	SW	Arena bien graduada[i]
			$C_u < 6$ y/o $1 > C_c > 3$[e]	SP	Arena mal graduada[i]
		Arena con finos Más de 12% finos[d]	Los finos se clasifican como ML o MH	SM	Arena limosa[g,h,i]
			Los finos se clasifican como CL o CH	SC	Arena arcillosa[g,h,i]
Suelos de grano fino 50% o más pasa la malla núm. 200	Limos y arcillas Límite líquido menor que 50	Inorgánicos	IP > 7 y se encuentra en o arriba de la línea "A"[j]	CL	Arcilla de baja compresibilidad[k,l,m]
			IP < 4 o se encuentra debajo de la línea "A"[j]	ML	Limo de baja compresibilidad[k,l,m]
		Orgánicos	$\frac{\text{Límite líquido—secado en horno}}{\text{Límite líquido—no secado}} < 0.75$	OL	Arcilla orgánica[k,l,m,n] / Limo orgánico[k,l,m,o]
	Limos y arcillas Límite líquido 50 o mayor	Inorgánicos	IP se encuentra en o arriba de la línea "A"	CH	Arcilla de alta compresibilidad[k,l,m,p]
			IP se encuentra debajo de la línea "A"	MH	Limo de alta compresibilidad[k,l,m,q]
		Orgánicos	$\frac{\text{Límite líquido—secado en horno}}{\text{Límite líquido—no secado}} < 0.75$	OH	Arcilla orgánica[k,l,m,p] / Limo orgánico[k,l,m,q]
Suelos altamente orgánicos		Principalmente materia orgánica, de color oscuro y olor orgánico		PT	Turba

[a] Con base en el material que pasa la malla de 75 mm (3 in).
[b] Si la muestra de campo contenía cantos rodados o piedra bola, o ambos, agregue "con cantos rodados o piedra bola, o ambos" al nombre de grupo.
[c] Gravas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: grava bien graduada con limo, GW-GM; grava bien graduada con arcilla, GW-GC; grava mal graduada con limo, GP-GM; grava mal graduada con arcilla, GP-GC.
[d] Arenas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: arena bien graduada con limo SW-SM; arena bien graduada con arcilla SW-SC; arena mal graduada con limo SP-SM; arena mal graduada con arcilla SP-SC.
[e] $C_u = D_{60}/D_{10}$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$
[f] Si el suelo contiene ≥ 15% de arena, agregue "con arena" al nombre de grupo.
[g] Si los finos se clasifican como CL-ML, utilice el símbolo doble GC-GM o SC-SM.
[h] Si los finos son orgánicos, agregue "con finos orgánicos" al nombre de grupo.
[i] Si el suelo contiene ≥ 15% de grava, agregue "con grava" al nombre de grupo.
[j] Si los límites de Atterberg se encuentran en el área sombreada, el suelo es una arcilla limosa, CL-ML.
[k] Si el suelo contiene 15 a 29% más la malla núm. 200, agregue "con arena" o "con grava," lo que predomine.
[l] Si el suelo contiene ≥ 30% más la malla núm. 200, predominantemente arena, agregue "arenoso" al nombre de grupo.
[m] Si el suelo contiene ≥ 30% más la malla núm. 200, predominantemente grava, agregue "gravoso" al nombre de grupo.
[n] Si IP ≥ 4 y se encuentra en o arriba de la línea "A."
[o] Si IP < 4 o se encuentra debajo de la línea "A."
[p] Si IP se encuentra en o arriba de la línea "A."
[q] Si IP se encuentra debajo de la línea "A."

Nota. Adaptado de (Das, 2012).

Figura 52

Ubicación del Suelo Cohesivo en la Carta de Plasticidad de Casagrande

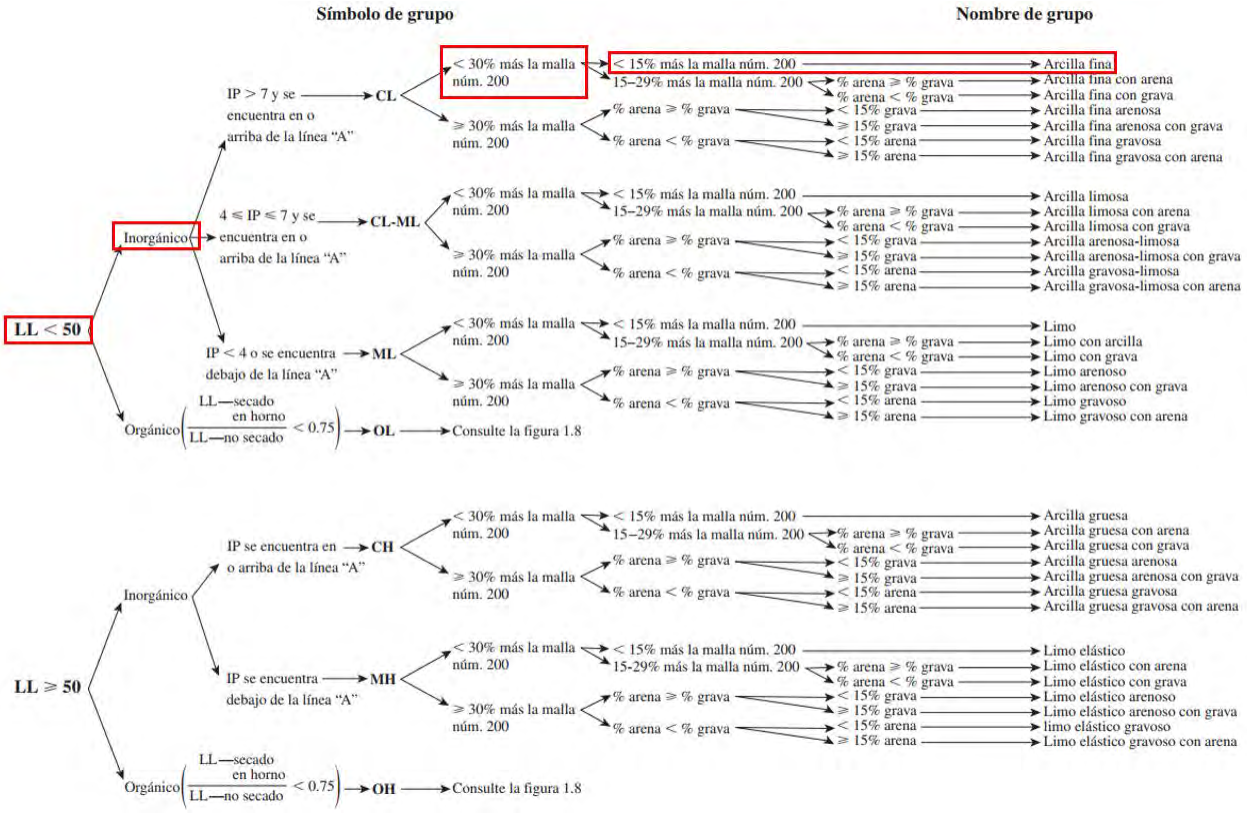


Nota. Las líneas rojas representan la intersección entre el Índice de Plasticidad y Límite Líquido del suelo Cohesivo ensayado en la carta de plasticidad de Casagrande.

Podemos hacer más específica la clasificación del suelo identificando que menos del 15% del suelo se quedó retenido en la malla número 200, siendo solo un valor de 14.35%. Por ello, identificamos en el siguiente diagrama de flujo:

Figura 53

Nombres de los Grupos para Limo Inorgánico y Suelos Arcillosos



Nota. Adaptado de (Das, 2012).

Finalmente podemos concluir que, según el Sistema unificado de clasificación de suelo (SUCS), la arcilla es una Arcilla inorgánica fina de baja plasticidad (CL).

3.4.2.1.5. Ensayo de Gravedad Específica

Se realizó los ensayos correspondientes para la obtención de gravedad específica del suelo cohesivo, se utilizó los materiales y procedimientos descritos en la norma ASTM D854 y también la norma nacional MTC E113, mediante picnómetro de agua.

Para ello, se utilizó un picnómetro de vidrio calibrado a un volumen de 500 ml hasta la marca. El suelo fue previamente secado al horno en una cantidad de 100 g, de modo que la masa

de sólidos correspondiese a su condición seca. Posteriormente, se registraron las masas requeridas por el método:

M_1: masa de suelo seco (100 g),

M_2: masa del picnómetro vacío,

M_3: masa del picnómetro lleno con agua hasta la marca,

M_4: masa del picnómetro con suelo y agua hasta la marca

En suma, se controló la temperatura del agua durante el ensayo y utilizando una bomba de vacío se eliminó la mayor cantidad de burbujas de aire contenida. De esta forma se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 25

Resultados de Ensayos de Gravedad Específica en Suelo Cohesivo

Muestra N°	**1**	**2**	**3**
Peso suelo seco (M_1) (g)	100.00	100.00	100.00
Peso picnómetro (M_2) (g)	194.79	195.66	195.66
Peso picnómetro + agua (M_3) (g)	694.14	693.83	694.14
Peso picnómetro + suelo + agua (M_4) (g)	754.48	754.32	754.28
Temperatura de agua (°C)	14.50	14.90	15.00

Primeramente, se calculó el valor del factor temperatura (K). Para ello se utilizó el siguiente cuadro de densidad de agua y coeficiente de temperatura (K) para varias temperaturas obtenida de la norma MTC E 113.

Tabla 26

Densidad del Agua y Coeficiente de Temperatura para Varias Temperaturas

Temperatura (ºC)	Densidad (g/mL)	Coeficiente Temperatura (K)	Temperatura (ºC)	Densidad (g/mL)	Coeficiente Temperatura (K)
15	0.9991	1.00090	19	0.99841	1.00020
15.1	0.99909	1.00088	19.1	0.99839	1.00018
15.2	0.99907	1.00087	19.2	0.99837	1.00016
15.3	0.99906	1.00085	19.3	0.99835	1.00014
15.4	0.99904	1.00084	19.4	0.99833	1.00012
15.5	0.99902	1.00082	19.5	0.99831	1.00010
15.6	0.99901	1.00080	19.6	0.99829	1.00008
15.7	0.99899	1.00079	19.7	0.99827	1.00006
15.8	0.99898	1.00077	19.8	0.99825	1.00004
15.9	0.99896	1.00076	19.9	0.99823	1.00002
16	0.99895	1.00074	20	0.99821	1.00000
16.1	0.99893	1.00072	20.1	0.99819	0.99998
16.2	0.99891	1.00071	20.2	0.99816	0.99996
16.3	0.9989	1.00069	20.3	0.99814	0.99994
16.4	0.99888	1.00067	20.4	0.99812	0.99992
16.5	0.99886	1.00066	20.5	0.9981	0.9999
16.6	0.99885	1.00064	20.6	0.99808	0.99987
16.7	0.99883	1.00062	20.7	0.99806	0.99985
16.8	0.99881	1.00061	20.8	0.99804	0.99983
16.9	0.99879	1.00059	20.9	0.99802	0.99981
17	0.99878	1.00057	21	0.99799	0.99979
17.1	0.99876	1.00055	21.1	0.99797	0.99977
17.2	0.99874	1.00054	21.2	0.99795	0.99974
17.3	0.99872	1.00052	21.3	0.99793	0.99972
17.4	0.99871	1.00050	21.4	0.99791	0.9997
17.5	0.99869	1.00048	21.5	0.99789	0.99968
17.6	0.99867	1.00047	21.6	0.99786	0.99966
17.7	0.99865	1.00045	21.7	0.99784	0.99963
17.8	0.99863	1.00043	21.8	0.99782	0.99961
17.9	0.99862	1.00041	21.9	0.9978	0.99959
18	0.9986	1.00039	22	0.99777	0.99957
18.1	0.99858	1.00037	22.1	0.99775	0.99954
18.2	0.99856	1.00035	22.2	0.99773	0.99952
18.3	0.99854	1.00034	22.3	0.9977	0.9995
18.4	0.99852	1.00032	22.4	0.99768	0.99947
18.5	0.9985	1.00030	22.5	0.99766	0.99945
18.6	0.99848	1.00028	22.6	0.99764	0.99943
18.7	0.99847	1.00026	22.7	0.99761	0.9994
18.8	0.99845	1.00024	22.8	0.99759	0.99938
18.9	0.99843	1.00022	22.9	0.99756	0.99936

Temperatura (ºC)	Densidad (g/mL)	Coeficiente Temperatura (K)	Temperatura (ºC)	Densidad (g/mL)	Coeficiente Temperatura (K)
23	0.99754	0.99933	27	0.99652	0.99831
23.1	0.99752	0.99931	27.1	0.99649	0.99828
23.2	0.99749	0.99929	27.2	0.99646	0.99825
23.3	0.99747	0.99926	27.3	0.99643	0.99822
23.4	0.99745	0.99924	27.4	0.99641	0.9982
23.5	0.99742	0.99921	27.5	0.99638	0.99817
23.6	0.9974	0.99919	27.6	0.99635	0.99814
23.7	0.99737	0.99917	27.7	0.99632	0.99811
23.8	0.99735	0.99914	27.8	0.99629	0.99808
23.9	0.99732	0.99912	27.9	0.99627	0.99806
24	0.9973	0.99909	28	0.99624	0.99803
24.1	0.99727	0.99907	28.1	0.99621	0.998
24.2	0.99725	0.99904	28.2	0.99618	0.99797
24.3	0.99723	0.99902	28.3	0.99615	0.99794
24.4	0.9972	0.99899	28.4	0.99612	0.99791
24.5	0.99717	0.99897	28.5	0.99609	0.99788
24.6	0.99715	0.99894	28.6	0.99607	0.99785
24.7	0.99712	0.99892	28.7	0.99604	0.99783
24.8	0.9971	0.99889	28.8	0.99601	0.9978
24.9	0.99707	0.99887	28.9	0.99598	0.99777
25	0.99705	0.99884	29	0.99595	0.99774
25.1	0.99702	0.99881	29.1	0.99592	0.99771
25.2	0.997	0.99879	29.2	0.99589	0.99768
25.3	0.99697	0.99876	29.3	0.99586	0.99765
25.4	0.99694	0.99874	29.4	0.99583	0.99762
25.5	0.99692	0.99871	29.5	0.9958	0.99759
25.6	0.99689	0.99868	29.6	0.99577	0.99756
25.7	0.99687	0.99866	29.7	0.99574	0.99753
25.8	0.99684	0.99863	29.8	0.99571	0.9975
25.9	0.99681	0.9986	29.9	0.99568	0.99747
26	0.99679	0.99858	30	0.99565	0.99744
26.1	0.99676	0.99855	30.1	0.99562	0.99741
26.2	0.99673	0.99852	30.2	0.99559	0.99738
26.3	0.99671	0.9985	30.3	0.99556	0.99735
26.4	0.99668	0.99847	30.4	0.99553	0.99732
26.5	0.99665	0.99844	30.5	0.9955	0.99729
26.6	0.99663	0.99842	30.6	0.99547	0.99726
26.7	0.9966	0.99839	30.7	0.99544	0.99723
26.8	0.99657	0.99836	30.8	0.99541	0.9972
26.9	0.99654	0.99833	30.9	0.99538	0.99716

Nota. Tomado de (Ministerio de Trasportes y Comunicaciones, 2016).

Considerando que los valores de temperatura fueron de 14.50°C, 14.90°C y 15.00°C, para calcular el coeficiente de temperatura (K) se realizó una interpolación y extrapolación lineal entre los valores del coeficiente de temperatura (K) de 15°C y 16°C, obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 27

Coeficientes de Temperatura para Gravedad Específica en Suelo Cohesivo

Temperatura de agua (°C)	14.50	14.90	15.00
Coeficiente de Temperatura (k)	1.000978	1.000914	1.000898

Posteriormente, se utilizó la siguiente fórmula para calcular la gravedad específica a la temperatura de ensayo (G_{s_t}) utilizando los datos previamente calculados.

$$G_{s_t} = \frac{\rho_s}{\rho_{w_t}} = \frac{M_1}{\left(M_3 - (M_4 - M_1)\right)}$$

Donde:

ρ_s : Densidad del sólido (g/cm^3)

ρ_{w_t} : Densidad del agua a la temperatura del ensayo (gr/cm^3)

Para calcular el valor de la gravedad específica a una temperatura de 20°C ($G_{s_{20°C}}$) del suelo cohesivo, se utilizó la siguiente formula:

$$G_{s_{20°C}} = (G_{s_t})(K)$$

Esto es debido a que el valor de la gravedad específica a una temperatura de 20°C, es aquella en donde el coeficiente de temperatura (K) es igual a "1" (según la norma MTC E 113). A continuación, se resume los resultados de estas fórmulas a partir de los datos obtenidos en cada ensayo realizado en suelo cohesivo, resumiéndose en la siguiente tabla:

Tabla 28

Gravedad Específica a Temperatura Tomada y a 20°C del Suelo Cohesivo

Muestra N°	**1**	**2**	**3**
Peso suelo seco (M_1) (g)	100.00	100.00	100.00
Peso picnómetro (M_2) (g)	194.79	195.66	195.66
Peso picnómetro + agua (M_3) (g)	694.14	693.83	694.14
Peso picnómetro + suelo + agua (M_4) (g)	754.48	754.32	754.28
G_{s_t} ((M_1)/(M_1+M_3-M_4))	2.52	2.53	2.51
Temperatura de agua (°C)	14.50	14.90	15.00
Coeficiente de Temperatura (K)	1.000978	1.000914	1.000898
$G_{s_{20°C}}$	2.524	2.533	2.511
		2.523	

En virtud de lo anterior, y dado que la temperatura de referencia de 20 °C corresponde a la condición en la que el coeficiente de corrección por temperatura adopta un valor unitario, el valor promedio de gravedad específica a 20°C ($G_{s_{20°C}}$) se asumirá como el valor representativo de la gravedad específica de los sólidos del suelo para el presente estudio. Por consiguiente, en adelante, cuando se emplee la notación "G_s", deberá entenderse que se hace referencia a "$G_{s_{20°C}}$", salvo que se indique explícitamente lo contrario.

Por lo tanto, para el suelo cohesivo se obtuvo un valor de gravedad específica (G_s) de:

$$Gs = 2.523$$

Figura 54

Ensayo de Gravedad Específica de Suelo Cohesivo



3.4.2.1.1. Ensayo de compactación Proctor modificado

Se realizaron los ensayos de compactación Proctor modificado, con la finalidad de determinar la densidad seca máxima y el contenido de humedad óptimo del suelo. Para este propósito se siguieron los materiales y procedimientos descritos en la norma ASTM D1557 para el método “A” de Proctor modificado. Se seleccionó el método “A” puesto que la totalidad de la muestra de suelo cohesivo pasó la malla N° 4. La muestra de suelo se mezcló con diferentes contenidos de agua y se compactó en un molde cilíndrico de 101.60 mm (4 pulgadas) de diámetro en cinco capas, aplicando 25 golpes por capa mediante un pisón de 4.5 kg de masa que cae libremente desde una altura de 457 mm, correspondiente al Método “A” de la norma. A continuación, se pesaron los especímenes para conocer su peso húmedo.

Posteriormente, para cada espécimen compactado se determinó el contenido de humedad a partir de dos muestras obtenidas en la base y en la parte superior del material compactado, empleándose el valor promedio como humedad representativa. Este procedimiento se adoptó con

el fin de mejorar la representatividad del contenido de humedad del espécimen y verificar su uniformidad. Seguidamente, se determinó la densidad seca del suelo para cada contenido de humedad, con el fin de construir la curva de compactación y obtener los valores de densidad seca máxima y humedad óptima. Los resultados obtenidos se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 29

Resultado de Ensayo Proctor Modificado en Suelo Cohesivo

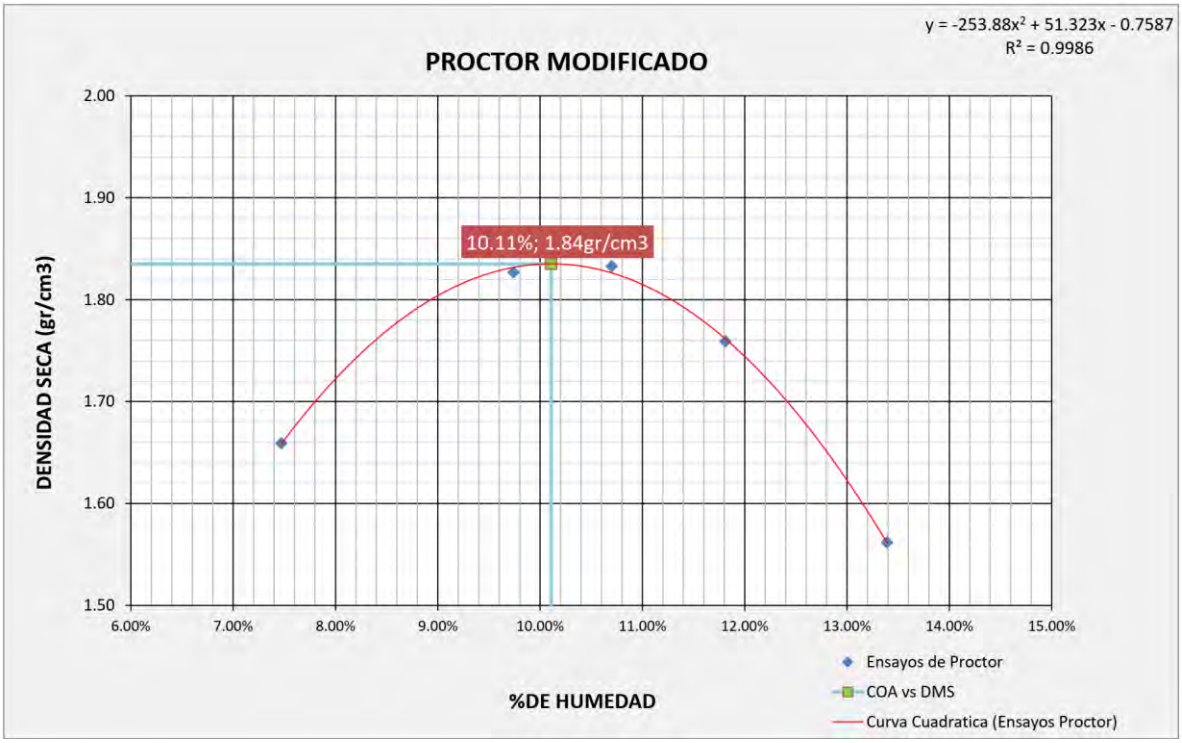
Espécimen	**Contenido de humedad (w%)**	**Densidad seca (g/cm^3)**
1	7.47%	1.66
2	9.74%	1.83
3	10.70%	1.83
4	11.81%	1.76
5	13.39%	1.56

Nota. La hoja de cálculo y resultados completos se presentan en la sección de anexos de la presente investigación.

Con base en los resultados experimentales se construyó la curva de compactación y, mediante un ajuste polinómico de apoyo, se estimaron el contenido de humedad óptimo ($w\%_{óptimo}$) y la densidad seca máxima (ρ_d).

Figura 55

Curva de compactación de Suelo Cohesivo



Obteniéndose los siguientes resultados:

$$w\%_{óptimo} = 10.11\ \%$$

$$\rho_d = 1.84\ g/cm^3$$

3.4.2.2. Ensayos realizados en el suelo granular

3.4.2.2.1. Ensayo de Contenido de Humedad

Se realizó primeramente el ensayo de contenido de humedad natural de las muestras extraídas del talud expuesto seleccionado. Para ello se siguió los procedimientos y materiales indicados en la norma ASTM D2216. De esta forma se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 30

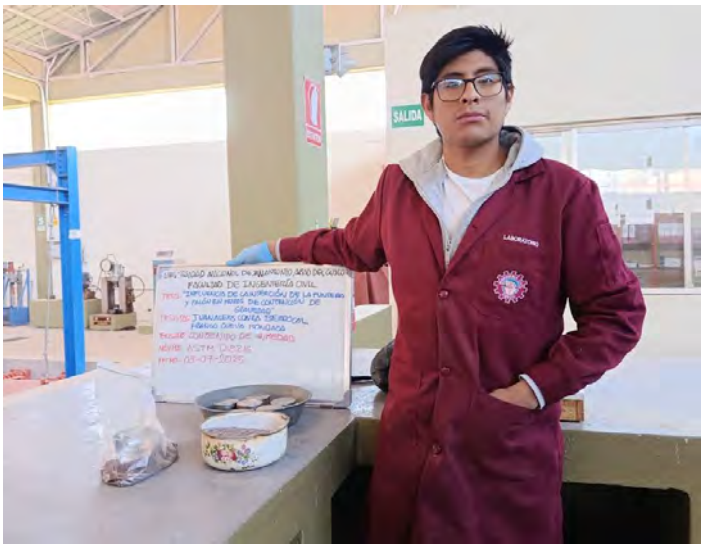
Cálculo del Contenido de Humedad Natural

Método de secado al horno						
Muestra N°	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
Peso recipiente (g)	54.45	58.51	57.78	57.61	59.41	57.58
Peso recipiente + suelo húmedo (g)	136.54	157.22	151.08	137.43	126.82	128.01
Peso recipiente + suelo seco (g)	132.47	152.26	146.53	133.39	123.18	124.38
Peso suelo seco (g)	78.02	93.75	88.75	75.78	63.77	66.80
Peso agua (g)	4.07	4.96	4.55	4.04	3.64	3.63
Contenido de humedad (%)	5.22%	5.29%	5.13%	5.33%	5.71%	5.43%

Obteniéndose en promedio un contenido de humedad natural de 5.35% para el suelo granular.

Figura 56

Ensayo de Contenido de Humedad de Suelo Granular



3.4.2.2.2. Ensayo de Granulometría

Previamente al ensayo de granulometría, se realizó el lavado de la muestra de material para determinar el contenido de material fino de la muestra. Para ello se siguió los procedimientos y materiales indicados en la norma ASTM D1140, obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 31

Lavado para Granulometría de Suelo Granular

Peso de la Muestra Seca Inicial para lavado (g)	805.00
Peso Muestra Seca Final retenida en malla Nro. 200 (g)	765.78
% de Muestra retenida en malla Nro.200	95.13
Peso de muestra eliminada en lavado (g)	39.22
% de Muestra que pasa malla Nro.200	4.87

Figura 57

Lavado para Ensayo de Granulometría de Suelo Granular



De esta forma se pudo determinar que efectivamente se estaba trabajando con un material cohesivo, pues más del 50% de la muestra se quedó retenida en la malla Nro. 200. Seguidamente se realizó el ensayo de granulometría de forma tradicional siguiendo los procedimientos y materiales indicados en la norma ASTM D6913. Cabe destacar que el material que paso la malla Nro.200 en el ensayo de lavado de muestra se colocó en la celda de material que pasó la malla Nro.200. A continuación, se muestran los resultados obtenidos:

Tabla 32

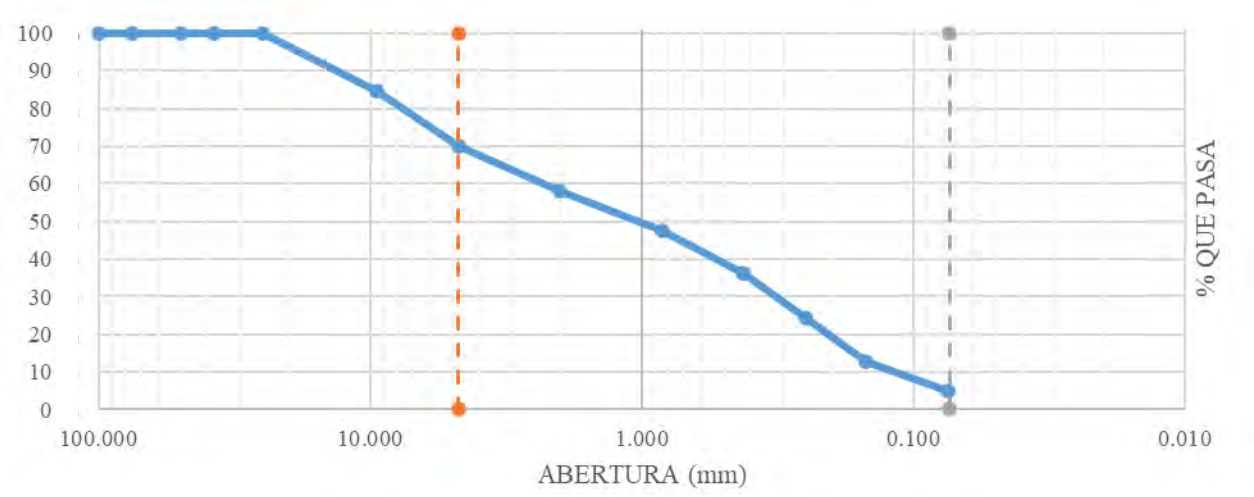
Cálculo de la Distribución Granulométrica de Suelo Granular

TAMIZ	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (g)	PESO QUE PASA (g)	% RETENIDO	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA
4"	100.000	0.00	805.00	0.00	0.00	100.00
3"	75.000	0.00	805.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.000	0.00	805.00	0.00	0.00	100.00
1 1⁄2"	37.500	0.00	805.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.000	0.00	805.00	0.00	0.00	100.00
1/4"	9.500	122.07	682.93	15.31	15.31	84.69
N° 4	4.750	116.94	565.99	14.67	29.98	70.02
N° 10	2.000	96.11	469.88	12.06	42.04	57.96
N° 20	0.840	83.69	386.19	10.50	52.54	47.46
N° 40	0.425	89.05	297.14	11.17	63.71	36.29
N° 60	0.250	95.84	201.30	12.02	75.73	24.27
N° 100	0.150	92.53	108.77	11.61	87.34	12.66
N° 200	0.075	61.69	47.08	7.74	95.08	4.92
Cazuela	0.000	39.22	7.86	4.92	100.00	0.00
		797.14		100.00		

.

Figura 58

Curva Granulométrica de Suelo Granular



Nota. La zona de la izquierda de la línea naranja corresponde a las gravas, la zona entre la línea naranja y ploma representa las arenas y la zona derecha a la línea ploma representa arcillas y limo.

En base a los resultados y a la curva granulométrica obtenidos del ensayo de granulometría, podemos calcular los valores de D60, D30 y D10:

Tabla 33

Cálculo de los valores D60, D30 y D10

D60	2.468
D30	0.333
D10	0.124

Con estos datos podemos calcular el valor del coeficiente de uniformidad (C_u):

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$$C_u = \frac{2.468}{0.124}$$

$$C_u = 19.87$$

Además, podemos calcular el valor del coeficiente de curvatura (C_c):

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} * D_{60}}$$

$$C_c = \frac{(0.333)^2}{(0.124)(2.468)}$$

$$C_c = 0.36$$

Seguidamente, los resultados obtenidos del ensayo de granulometría del suelo granular.

Tabla 34

Resultados de Ensayo de Granulometría de Suelo Granular

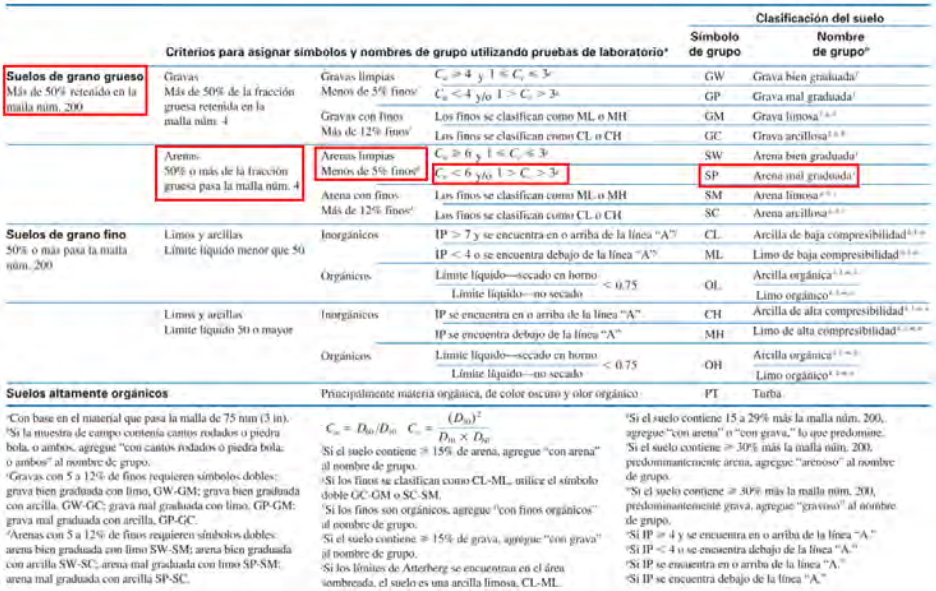
% de gruesos	95.08	*Retenido en malla Nro. 200*
% de finos	4.92	*Pasa malla Nro. 200*
% de grava	29.98	*Retenido en malla Nro. 4*
% de arena	65.10	*Pasa malla Nro. 4, retenido en malla Nro. 200*
% de la fracción gruesa retenida en la malla Nro. 4	31.53	*(Grava)*
% de la fracción gruesa pasa la malla Nro. 4	68.47	*(Arena)*

3.4.2.2.3. Clasificación del suelo según SUCS

Con los datos de granulometría y límites de consistencia obtenidas se puede proceder con la clasificación según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelo (SUCS). Primeramente, identificamos que más del 50% de la muestra no paso la malla número 200 (mediante el lavado de la muestra). Debido a esto podemos concluir que se está trabajando con un material granular, por ello podemos continuar con la clasificación de la siguiente manera:

Figura 59

Clasificación SUCs de Suelo Granular



				Clasificación del suelo	
	Criterios para asignar símbolos y nombres de grupo utilizando pruebas de laboratorio[a]			Símbolo de grupo	Nombre de grupo[a]
Suelos de grano grueso Más de 50% retenido en la malla núm. 200	Gravas Más de 50% de la fracción gruesa retenida en la malla núm. 4	Gravas limpias Menos de 5% finos[b]	$C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3$[c]	GW	Grava bien graduada[d]
			$C_u < 4$ y/o $1 > C_c > 3$[c]	GP	Grava mal graduada[d]
		Gravas con finos Más de 12% finos[e]	Los finos se clasifican como ML o MH	GM	Grava limosa[d,e,f]
			Los finos se clasifican como CL o CH	GC	Grava arcillosa[d,e,f]
	Arenas 50% o más de la fracción gruesa pasa la malla núm. 4	Arenas limpias Menos de 5% finos[g]	$C_u \geq 6$ y $1 \leq C_c \leq 3$[c]	SW	Arena bien graduada[h]
			$C_u < 6$ y/o $1 > C_c > 3$[c]	SP	Arena mal graduada[h]
		Arena con finos Más de 12% finos[e]	Los finos se clasifican como ML o MH	SM	Arena limosa[e,f,h]
			Los finos se clasifican como CL o CH	SC	Arena arcillosa[e,f,h]
Suelos de grano fino 50% o más pasa la malla núm. 200	Limos y arcillas Límite líquido menor que 50	Inorgánicos	IP > 7 y se encuentra en o arriba de la línea "A"[i]	CL	Arcilla de baja compresibilidad[f,h,i]
			IP < 4 o se encuentra debajo de la línea "A"[i]	ML	Limo de baja compresibilidad[f,h,i]
		Orgánicos	$\frac{\text{Límite líquido—secado en horno}}{\text{Límite líquido—no secado}} < 0.75$	OL	Arcilla orgánica[f,h,i,j] / Limo orgánico[f,h,i,m]
	Limos y arcillas Límite líquido 50 o mayor	Inorgánicos	IP se encuentra en o arriba de la línea "A"	CH	Arcilla de alta compresibilidad[f,i,m,n]
			IP se encuentra debajo de la línea "A"	MH	Limo de alta compresibilidad[f,i,m,n]
		Orgánicos	$\frac{\text{Límite líquido—secado en horno}}{\text{Límite líquido—no secado}} < 0.75$	OH	Arcilla orgánica[f,i,m,o] / Limo orgánico[f,i,m,o]
Suelos altamente orgánicos	Principalmente materia orgánica, de color oscuro y olor orgánico			PT	Turba

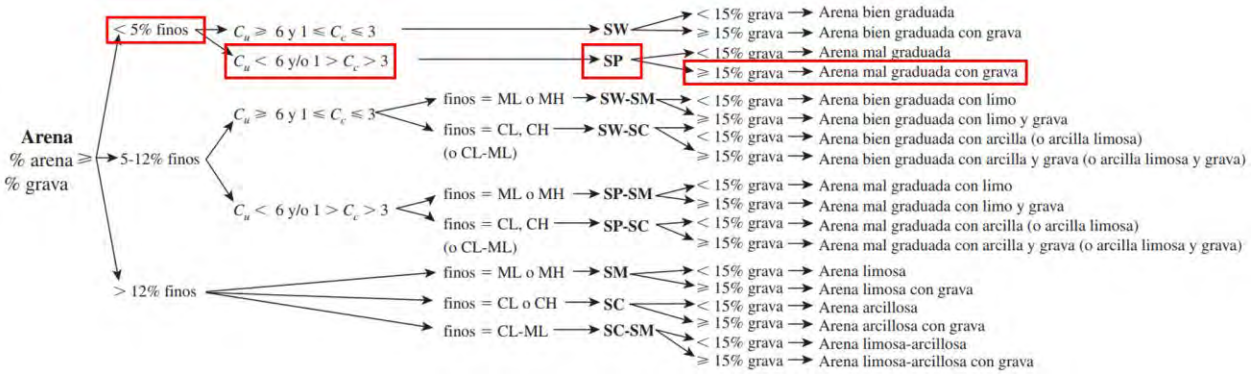
[a] Con base en el material que pasa la malla de 75 mm (3 in).
[b] Si la muestra de campo contenía cantos rodados o piedra bola, o ambos, agregue "con cantos rodados o piedra bola, o ambos" al nombre de grupo.
[c] $C_u = D_{60}/D_{10}$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$
[d] Si el suelo contiene ≥ 15% de arena, agregue "con arena" al nombre de grupo.
[e] Si los finos se clasifican como CL-ML, utilice el símbolo doble GC-GM o SC-SM.
[f] Si los finos son orgánicos, agregue "con finos orgánicos" al nombre de grupo.
[g] Si el suelo contiene ≥ 15% de grava, agregue "con grava" al nombre de grupo.
[h] Si los límites de Atterberg se encuentran en el área sombreada, el suelo es una arcilla limosa, CL-ML.
[i] Si el suelo contiene 15 a 29% más la malla núm. 200, agregue "con arena" o "con grava," lo que predomine.
[j] Si el suelo contiene ≥ 30% más la malla núm. 200, predominantemente arena, agregue "arenoso" al nombre de grupo.
[k] Si el suelo contiene ≥ 30% más la malla núm. 200, predominantemente grava, agregue "gravoso" al nombre de grupo.
[l] Si IP ≥ 4 y se encuentra en o arriba de la línea "A."
[m] Si IP < 4 o se encuentra debajo de la línea "A."
[n] Si IP se encuentra en o arriba de la línea "A."
[o] Si IP se encuentra debajo de la línea "A."

Nota. Adaptado de (Das, 2012).

Podemos observar que el suelo identificando tiene menos del 5% que pasa la malla número 200, siendo solo un valor de 4.92%. Además, considerando que, "Cu" es igual a 19.87, "Cc" es igual a 0.36 y que el porcentaje de grava es 29.98%. Por ello, identificamos en el siguiente diagrama para poder realizar una clasificación más específica:

Figura 60

Diagrama de Flujo de Nombres de los Grupos para Suelo Granular



Nota. Adaptado de (Das, 2012).

Finalmente podemos concluir que, según el Sistema unificado de clasificación de suelo (SUCS), el suelo es una arena mal gradada con grava (SP).

3.4.2.2.4. Ensayo de Gravedad Específica

Se realizó los ensayos correspondientes para la obtención de gravedad específica del suelo granular, se utilizó los materiales y procedimientos descritos en la norma ASTM D854 y también la norma nacional MTC E 113, mediante picnómetro de agua.

Los procedimientos, fórmulas y cálculos requeridos fueron desarrollados previamente en la sección correspondiente al ensayo de gravedad específica del suelo cohesivo; en consecuencia, se presentan únicamente los resultados obtenidos para el suelo granular.

Tabla 35

Resultados de Ensayos de Gravedad Específica en Suelo Granular

Muestra N°	1	2	3
Peso suelo seco (M_1) (g)	100.00	100.00	100.00
Peso picnómetro (M_2) (g)	195.11	195.46	195.58
Peso picnómetro + agua (M_3) (g)	693.13	693.07	692.93
Peso picnómetro + suelo + agua (M_4) (g)	756.02	756.10	756.22
Temperatura de agua (°C)	14.70	14.80	15.00

Primeramente, se calculó el valor del factor temperatura (K). A través de una interpolación y extrapolación lineal entre los valores del coeficiente de temperatura (K) de 15°C y 16°C, obtenidos del cuadro "Densidad del agua y Coeficiente de temperatura (K) para Varias Temperaturas" de MTC E 113 (explicado previamente). De esa forma se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 36

Coeficientes de Temperatura para Gravedad Específica en Suelo Granular

Temperatura de agua (°C)	14.70	14.80	15.00
Coeficiente de Temperatura (k)	1.00095	1.00093	1.00090

Posteriormente, se utilizó la siguiente fórmula para calcular la gravedad específica a la temperatura de ensayo (G_{s_t}) utilizando los datos previamente calculados.

$$G_{s_t} = \frac{\rho_s}{\rho_{w_t}} = \frac{M_1}{\left(M_3 - (M_4 - M_1)\right)}$$

Donde:

ρ_s : Densidad del sólido (g/cm^3)

ρ_{w_t} : Densidad del agua a la temperatura del ensayo (g/cm^3)

Para calcular el valor de la gravedad específica a una temperatura de 20°C ($G_{s_{20°C}}$) del suelo cohesivo, se utilizó la siguiente formula:

$$G_{s_{20°C}} = (G_{s_t})(K)$$

A continuación, se resume los resultados de estas fórmulas a partir de los datos obtenidos en cada ensayo realizado en suelo granular, resumiéndose en la siguiente tabla:

Tabla 37

Gravedad Específica a Temperatura Tomada y a 20°C del Suelo Granular

Muestra N°	**1**	**2**	**3**
Peso suelo seco (M_1) (g)	100.00	100.00	100.00
Peso picnómetro (M_2) (g)	195.11	195.46	195.58
Peso picnómetro + agua (M_3) (g)	693.13	693.07	692.93
Peso picnómetro + suelo + agua (M_4) (g)	756.02	756.10	756.22
G_{s_t} ((M_1)/(M_1+M_3-M_4))	2.69	2.70	2.72
Temperatura de agua (°C)	14.70	14.80	15.00
Coeficiente de Temperatura (K)	1.00095	1.00093	1.00090
$G_{s_{20°C}}$	2.697	2.707 2.710	2.726

En virtud de lo anterior, y dado que la temperatura de referencia de 20 °C corresponde a la condición en la que el coeficiente de corrección por temperatura adopta un valor unitario, el valor promedio de gravedad específica a 20 °C ($G_{s_{20°C}}$) se asumirá como el valor representativo de la gravedad específica de los sólidos del suelo para el presente estudio. Por consiguiente, en adelante, cuando se emplee la notación "G_s" sin subíndice, deberá entenderse que se hace referencia a "$G_{s_{20°C}}$", salvo que se indique explícitamente lo contrario.

Por lo tanto, para el suelo granular se obtuvo un valor de gravedad específica (G_s) de:

$$Gs = 2.710$$

Figura 61

Ensayo de Gravedad Específica de Suelo Granular



.

3.4.3. Acondicionamiento de las muestras de suelo

3.4.3.1. Acondicionamiento del suelo cohesivo

Para poder realizar los ensayos a escala se decidió colocar la arcilla mediante el método de apisonado húmedo controlado por masa y volumen. Para ello se requirió que la muestra cumpla con ciertos requisitos, por lo cual en esta sección se explicará cómo se realizó el acondicionamiento de las muestras del suelo. Estos requerimientos son: que la muestra se encuentre seca, que tenga un tamaño de partículas menor o igual a 10 mm, que se realice el correcto humedecimiento de la muestra y que se almacene adecuadamente el suelo para mantener su humedad.

3.4.3.1.1. Secado del suelo

Para realizar el secado de las muestras de suelo, idealmente se realizaría utilizando un horno de laboratorio. Sin embargo, debido a la gran cantidad de muestra, se realizó el secado al aire, de

acuerdo con ASTM D421-85. La muestra fue tendida sobre plásticos y secada al aire libre en ambiente cerrado (≈25 °C) durante 72 horas, sin exposición directa a calor forzado, además cada 24 horas se removía la muestra hasta lograr un estado seco al tacto. Este acondicionamiento se realizó para preparar el material que será empleado en los ensayos a escala.

Figura 62

Secado al Aire Libre de Suelo Cohesivo



Se tomó unas muestras de este suelo para medir su contenido de humedad en laboratorio mediante el método del horno de ASTM D2216.

Tabla 38

Contenido de Humedad del Suelo Cohesivo Seco

Método de secado al horno			
Muestra N°	**1**	**2**	**3**
Peso recipiente (g)	54.43	57.51	57.78
Peso recipiente + suelo húmedo (g)	67.52	75.64	71.30
Peso recipiente + suelo seco (g)	66.57	74.41	70.33
Peso suelo seco (g)	12.14	16.90	12.55
Peso agua (g)	0.95	1.23	0.97
Contenido de humedad (%)	7.83%	7.28%	7.73%

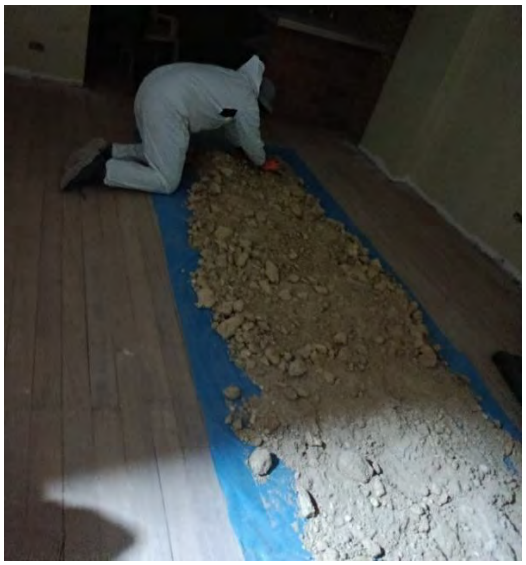
Es decir, en promedio, se obtuvo un contenido de humedad (w%) promedio de 7.61%. Este dato nos permitiría calcular la cantidad de agua a agregar a las muestras para alcanzar un contenido de humedad objetivo.

3.4.3.1.2. Desmenuzamiento y tamizado del suelo

Debido a que la arcilla forma cúmulos por la agrupación de sus partículas, estos cúmulos poseían tamaños variados. Por ello, se desmenuzó las muestras de acumulación de arcilla cuando se estaba secando al aire libre con martillo de goma, como lo recomienda ASTM D421-85, evitando triturar violentamente.

Figura 63

Desmenuzamiento del Suelo Cohesivo



Posteriormente, cuando se juntó el material, ya secado al aire, utilizando una malla de tamaño de 10 mm se tamizó la muestra para eliminar las muestras de tamaño superior. Esto nos serviría debido a que muestras de tamaño superior impedirán la colocación de arcilla de forma uniforme en el ensayo a escala.

Figura 64

Tamizado del Suelo Cohesivo



3.4.3.1.3. Humedecimiento del suelo

Se consideró el contenido de humedad objetivo al contenido de humedad óptima dado por el ensayo de próctor modificado, el cual indicó un valor de 10.11% para llegar a obtener una densidad seca de 1.84 g/cm3, que es el estado más compacto que puede llegar a alcanzar el suelo. Para obtener el peso del agua a utilizar se utilizaron las fórmulas a continuación presentadas.

Considerando que el humedecimiento del suelo se haría por partes, para una masa de una porción de suelo que se deseaba humedecer ($M_{sueloinicial}$), con un contenido de humedad inicial ($w\%_{inicial}$), se pudo definir el valor de su masa seca ($M_{sueloseco}$) a través de la siguiente fórmula:

$$M_{sueloseco} = \frac{M_{sueloinicial}}{1 + w\%_{inicial}}$$

La masa de agua a agregar (M_{agua}) para obtener un contenido de humedad objetivo ($w\%_{objetivo}$) se define como la diferencia entre el nuevo peso de la masa de suelo ya humedecido ($M_{suelofinal}$) y la masa de suelo inicial ($M_{sueloinicial}$) previamente medida.

$$M_{agua} = M_{suelofinal} - M_{sueloinicial}$$

La masa de suelo ya humedecido ($M_{suelofinal}$) se puede representar en términos de su contenido de humedad que fue el contenido de humedad objetivo ($w\%_{objetivo}$) para el cual se realizó este proceso.

$$M_{suelofinal} = (M_{sueloseco})(1 + w\%_{objetivo})$$

Por lo tanto, se pudo obtener la masa de agua a agregar (M_{agua}) con la siguiente fórmula:

$$M_{agua} = (M_{sueloseco})\left(1 + w\%_{objetivo}\right) - (M_{sueloseco})(1 + w\%_{inicial})$$

$$\therefore M_{agua} = (M_{sueloseco})(w\%_{objetivo} - w\%_{inicial})$$

Previamente se definió el valor de la masa seca del suelo ($M_{sueloseco}$) en términos de la masa inicial de la muestra tomada ($M_{sueloinicial}$) y su contenido de humedad ($w\%_{inicial}$), por lo que fue posible reemplazar para obtener la siguiente fórmula:

$$M_{agua} = \frac{(M_{sueloinicial})(w\%_{objetivo} - w\%_{inicial})}{1 + w\%_{inicial}}$$

Al considerar el cálculo para un gramo de suelo húmedo ($M_{suelohúmedo} = 1\ g$), la masa de agua en gramos a agregar por cada gramo de suelo húmedo fue:

$$M_{aguaxgramo} = \left(\frac{w\%_{objetivo} - w\%_{inicial}}{1 + w\%_{inicial}}\right)$$

Con esta relación es posible definir la masa total de agua (M_{agua}) a agregar para la porción de suelo que se deseaba humedecer ($M_{sueloinicial}$), a través de la siguiente fórmula:

$$M_{agua} = (M_{aguaxgramo})(M_{sueloinicial})$$

Inicialmente se agregó la cantidad de agua para alcanzar el contenido de humedad óptimo ($w\%_{óptimo}$) obtenido en el ensayo de Proctor modificado que es del 10.11%, el cual se consideró el contenido de humedad objetivo ($w\%_{objetivo}$). Por lo tanto, considerando un contenido de agua

inicial ($w\%_{inicial}$) de 7.61%, se calculó el peso de agua a agregar por cada gramo de suelo húmedo ($M_{aguaxgramo}$).

$$M_{aguaxgramo} = \left(\frac{w\%_{objetivo} - w\%_{inicial}}{1 + w\%_{inicial}}\right)$$

$$M_{aguaxgramo} = \left(\frac{10.11\% - 7.61\%}{1 + 7.61\%}\right)$$

$$M_{aguaxgramo} = 0.02323\ g$$

Con este dato se preparó las muestras realizando el cálculo de esa cantidad de agua para el suelo que se fue humedeciendo. Esta operación, se realizó por partes, pesando el suelo y posteriormente calculando el peso de agua a agregar. Luego se comenzó con el amasado y distribución de la humedad de forma manual.

Figura 65

Humectación y Amasado Manual del suelo Cohesivo



3.4.3.1.4. Almacenamiento y reposo para homogenización de humedad del suelo

Posteriormente se realizó el almacenamiento de la muestra en un recipiente cerrado. En este caso se utilizó un cilindro metálico el cual fue tapado utilizando una capa doble de plástico y cerrándolo herméticamente para evitar la ganancia o pérdida de humedad. Cabe resaltar que este cilindro se encontraba dentro de un lugar cerrado.

Figura 66

Almacenamiento y Reposo para Homogenización de Humedad del Suelo



Antes de poder ser utilizada esta muestra se dejó reposando durante un mínimo de 24 horas para permitir la homogenización de la humedad en toda la muestra del suelo cohesivo. Este proceso es una práctica común para el acondicionamiento de muestras de arcilla para diversos ensayos.

3.4.3.1.5. Control del contenido de humedad del suelo humedecido

Se tomó una muestra del suelo humedecido almacenado, de la cual se realizó el ensayo de contenido de humedad según ASTM D2216, obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 39

Contenido de Humedad de Suelo Cohesivo Humedecido

Método de secado al horno			
Muestra N°	**1**	**2**	**3**
Peso recipiente (g)	58.51	57.78	57.61
Peso recipiente + suelo húmedo (g)	147.41	134.20	118.06
Peso recipiente + suelo seco (g)	138.59	127.17	112.24
Peso suelo seco (g)	80.08	69.39	54.63
Peso agua (g)	8.82	7.03	5.82
Contenido de humedad (%)	11.01%	10.13%	10.65%

Es decir, en promedio, se obtuvo un contenido de humedad (w%) de 10.60%, el cuál fue un valor muy próximo a 10.11% que era nuestro valor objetivo.

De esta forma concluiría el acondicionamiento inicial del suelo cohesivo. Posteriormente se describirá de forma detallada la colocación de este tipo de suelo en los ensayos a escala.

3.4.3.2. Acondicionamiento del suelo granular

Para poder realizar los ensayos a escala se decidió colocar la arena mediante el método de la lluvia de arena. Para ello se requirió que la muestra cumpla con ciertos requisitos, por lo cual en esta sección se explicará cómo se realizó el acondicionamiento de las muestras de este tipo de suelo. Estos requerimientos son: que se almacene la muestra de forma adecuada, que la muestra se encuentre seca y que tenga un tamaño de partículas menor o igual a 2 mm.

3.4.3.2.1. Almacenamiento del suelo y secado inicial de la muestra

Una vez obtenido el suelo como se mostró en secciones anteriores, esta fue llevada a un lugar cerrado (con techo y paredes) donde se hecho el material sobre un plástico adecuado para evitar la pérdida de humedad y de partículas finas. Además, se aprovechó que el suelo estaba almacenado en un lugar cerrado, para permitir su secado al aire y así reducir el mayor porcentaje de humedad que permitiría tener un material más seco con el cual poder realizar el tamizado.

Figura 67

Almacenamiento del Suelo Granular



3.4.3.2.2. Tamizado del suelo y secado de muestra ya tamizada

Se realizó el tamizado de la muestra a un tamaño máximo de partícula menor o igual a 2 mm. Para ello, se adquirió una malla metálica con orificios de dicho tamaño para realizar el tamizado de la muestra y se procedió a apartar las partículas que superasen los 2 mm. Cabe recalcar que estos orificios son equivalentes a los de la malla #10.

Figura 68

Tamizado del Suelo Granular



Luego de realizar el tamizado, el suelo se almacenó en una superficie plana recubierta por plásticos, dentro de un ambiente cerrado, para que así se continúe con su secado al aire durante 72 horas según lo especificado por la norma ASTM D421.

Figura 69

Almacenamiento y Secado del Suelo Granular Tamizado



3.4.3.2.3. Escalpado de muestra

Debido a que se discriminaron las partículas del suelo que superaban los 2mm, la nueva muestra (con la que se realizó los ensayos a escala) tendría otra distribución granulométrica, y otra denominación según el Sistema unificado de clasificación de suelo (SUCS). Por ello se procedió a reajustar la curva granulométrica eliminando el porcentaje de la muestra que supere los 2 mm correspondiente al 42.04% de la muestra de suelo.

A continuación, se muestra la distribución granulométrica reajustada a un tamaño máximo de partícula de 2 mm.

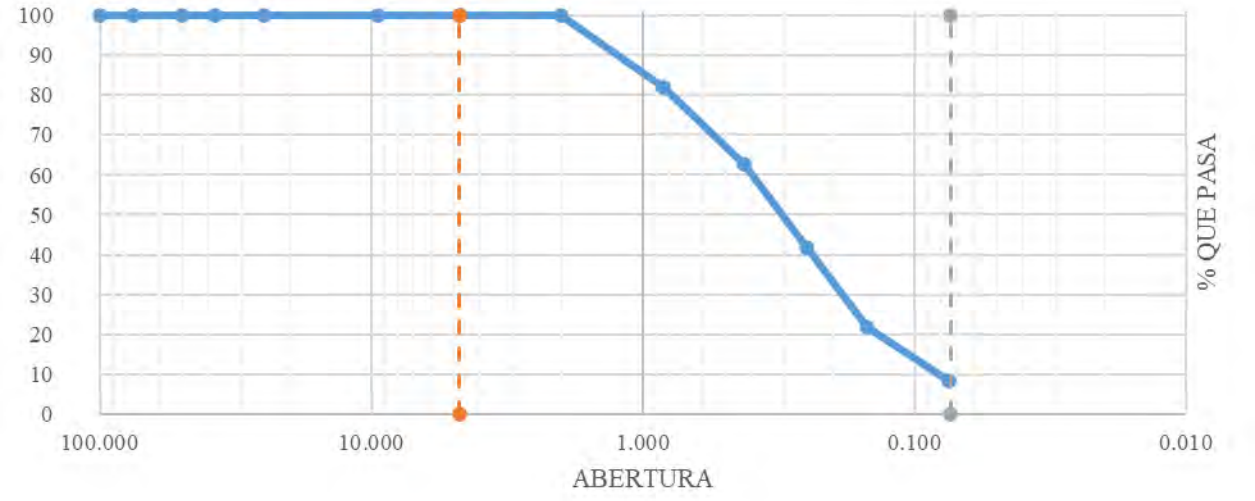
Tabla 40

Distribución Granulométrica Escalpada de Suelo Granular

TAMIZ	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (g)	PESO QUE PASA (g)	% RETENIDO	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA
4"	100.000	0.00	462.02	0.00	0.00	100.00
3"	75.000	0.00	462.02	0.00	0.00	100.00
2"	50.000	0.00	462.02	0.00	0.00	100.00
1 1⁄2"	37.500	0.00	462.02	0.00	0.00	100.00
1"	25.000	0.00	462.02	0.00	0.00	100.00
1/4"	9.500	0.00	462.02	0.00	0.00	100.00
N° 4	4.750	0.00	462.02	0.00	0.00	100.00
N° 10	2.000	0.00	462.02	0.00	0.00	100.00
N° 20	0.840	83.69	378.33	18.11	18.11	81.89
N° 40	0.425	89.05	289.28	19.27	37.39	62.61
N° 60	0.250	95.84	193.44	20.74	58.13	41.87
N° 100	0.150	92.53	100.91	20.03	78.16	21.84
N° 200	0.075	61.69	39.22	13.35	91.51	8.49
Cazuela	0.000	39.22	0.00	8.49	100.00	0.00
		462.02		100.00		

Figura 70

Curva Granulométrica de Suelo Granular



Nota. La zona de la izquierda de la línea naranja corresponde a las gravas, la zona entre la línea naranja y ploma representa las arenas y la zona derecha a la línea ploma representa arcillas y limo.

En base a los resultados y a la curva granulométrica obtenidos del ensayo de granulometría, podemos calcular los valores de D60, D30 y D10:

Tabla 41

Cálculo de los valores D60, D30 y D10

D60	0.403
D30	0.191
D10	0.0835

Con estos datos podemos calcular el valor del coeficiente de uniformidad (Cu):

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$$C_u = \frac{0.403}{0.0835}$$

$$C_u = 4.83$$

Además, podemos calcular el valor del coeficiente de curvatura (Cc):

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} * D_{60}}$$

$$C_c = \frac{(0.191)^2}{(0.0835)(0.403)}$$

$$C_c = 1.08$$

Seguidamente, se muestran los resultados obtenidos del ensayo de granulometría del suelo granular escalpado a un tamaño máximo de partícula de 2.00 mm.

Tabla 42

Resultados de Ensayo de Granulometría de Suelo Granular Escalpado

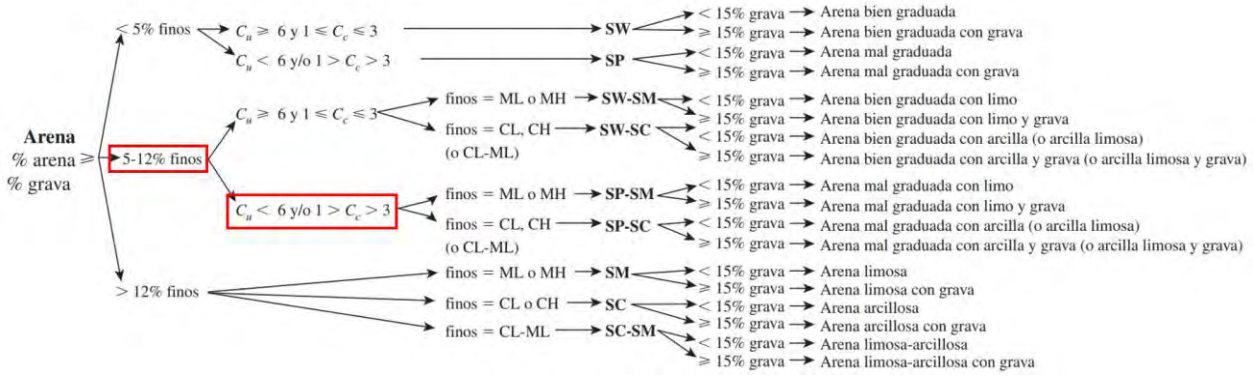
% de gruesos	91.51	*Retenido en malla Nro. 200*
% de finos	8.49	*Pasa malla Nro. 200*
% de grava	0.00	*Retenido en malla Nro. 4*
% de arena	91.51	*Pasa malla Nro. 4, retenido en malla Nro. 200*
% de la fracción gruesa retenida en la malla Nro. 4	0.00	*(Grava)*
% de la fracción gruesa pasa la malla Nro. 4	100.00	*(Arena)*

Una vez realizada la corrección de la curva granulométrica para un tamaño máximo de partículas de 2 mm, se pudo clasificar el suelo según el Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS) de la siguiente manera:

Primeramente, se identificó que más del 50% de la muestra no paso la malla número 200. Por ello, se concluyó que se estaba trabajando con un material granular, también se pudo observar que el suelo tenía menos del 8.49% que pasa la malla número 200. Además, se identificó que, "Cu" era igual a 4.83, "Cc" era igual a 1.08 y que el porcentaje de grava fue de 0%. Por ello, identificamos en el siguiente diagrama para poder realizar una clasificación más específica:

Figura 71

Diagrama de Flujo de Nombres de los Grupos para Suelo Granular Escalpado



Nota. Adaptado de (Das, 2012).

De acuerdo con los criterios del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), cuando el porcentaje de finos que pasa el tamiz No. 200 supera el 5 %, la diferenciación entre suelos siltosos (M) y arcillosos (C) requiere la determinación de los límites de Atterberg. Sin embargo, en este estudio la clasificación del suelo se emplea únicamente como referencia descriptiva y no como parámetro de diseño o cálculo, por lo que, considerando el bajo porcentaje de finos (≈14 %) y la naturaleza predominantemente granular del material, se adoptó una clasificación aproximada basada en la granulometría.

En este contexto, el suelo se identificó como una arena mal gradada con finos, cuya denominación puede ubicarse entre SP-SM o SP-SC, en función del tipo de finos presentes, lo cual no afectó los procedimientos experimentales desarrollados.

3.4.3.2.4. Almacenamiento y control de humedad del suelo tamizado

Una vez se tuvo la muestra tamizada, se procedió a almacenar la muestra en un lugar cerrado con plásticos para evitar la pérdida de finos y de humedad. Posteriormente se tomaron muestras para medir el contenido de humedad de la muestra almacenada, mediante el método descrito en ASTM D2216.

Tabla 43

Control de Humedad de Suelo Granular Tamizado

Método de secado al horno			
Muestra N°	**1**	**2**	**3**
Peso recipiente (g)	21.77	22.04	21.33
Peso recipiente + suelo húmedo (g)	64.15	76.30	82.65
Peso recipiente + suelo seco (g)	62.96	74.75	80.87
Peso suelo seco (g)	41.19	52.71	59.54
Peso agua (g)	1.19	1.55	1.78
Contenido de humedad (%)	2.89%	2.94%	2.99%

Figura 72

Cálculo de Humedad de Suelo Granular Tamizado



Se puede observar que en promedio se tenía un 2.94% de contenido de humedad en la muestra, pudiéndose observar una reducción del 2.41% del contenido de humedad natural inicial.

Cabe destacar que esta muestra se dejó más tiempo secando para obtener una humedad aún menor, el cual se calculó antes de los ensayos a escala, durante la realización del ensayo de densidad mínima que se describirá más adelante.

3.4.3.2.5. Densidad Mínima

La determinación de la densidad mínima se realizó conforme al Procedimiento C (vertido directo) especificado en ASTM D4254, adecuado para materiales de granulometría fina a media y ausencia de partículas gruesas. El material previamente secado al aire y tamizado a un tamaño máximo de 2mm, que por lo tanto es menor al tamaño de 4.75 mm (tamiz No.4) exigido por la norma, fue vertido de manera uniforme dentro del molde calibrado, permitiendo su caída libre desde una altura controlada sin aplicar ningún tipo de vibración o compactación. El llenado se realizó en una sola etapa hasta rebosar el molde, retirándose el exceso mediante una regla metálica

sin ejercer presión. Posteriormente, se registró la masa del suelo contenido en el molde y, con base en el volumen conocido del mismo, se calculó la densidad mínima o índice de densidad mínimo del material. Se realizaron tres determinaciones, tal como exige la norma, obteniéndose la densidad mínima promedio.

Dado que las muestras fueron secadas al aire, se determinó su contenido de humedad inmediatamente antes del ensayo para realizar la corrección correspondiente en la masa del suelo seco. Cabe destacar también que, esta humedad se calculó poco antes de la realización de los ensayos a escala reducida de esta investigación, por lo que se consideró que, para los ensayos a escala, se trabajaría con este contenido de humedad.

Para el volumen del molde se midió su altura y diámetro y se utilizó la siguiente fórmula:

$$Volumen\ del\ Molde = (h) * \frac{d^2 * \pi}{4}$$

Donde:

h : Altura del molde (cm)

d : Diámetro del molde (cm)

V : Volumen del molde (cm3)

Reemplazando por los datos medidos se obtuvo su volumen:

$$Volumen\ del\ Molde = (16.70) * \frac{10.16^2 * \pi}{4} = 1353.92 cm^3$$

No se aplicó corrección de volumen por temperatura, dado que el molde permaneció en condiciones térmicas estables durante todas las determinaciones.

A continuación, se muestra los resultados obtenidos del ensayo de densidad mínima y también del contenido de humedad para su respectiva corrección:

Tabla 44

Contenido de Humedad para Densidad Mínima

Método de secado al horno			
Muestra N°	**1**	**2**	**3**
Peso recipiente (g)	34.71	57.53	61.73
Peso recipiente + suelo húmedo (g)	109.44	131.58	151.47
Peso recipiente + suelo seco (g)	107.77	129.85	149.38
Peso suelo seco (g)	73.06	72.32	87.65
Peso agua (g)	1.67	1.73	2.09
Contenido de humedad (%) (w%)	2.29%	2.39%	2.38%
		2.35%	

Tabla 45

Densidad Mínima del suelo Granular

Muestra N°	**1**	**2**	**3**
Peso del molde vacío (W1) (g)	5309.18	5309.18	5309.18
Peso del molde + suelo seco (W2) (g)	7177.00	7174.00	7190.00
Peso del suelo seco (Ws = W2 - W1) (g)	1867.82	1864.82	1880.82
Contenido de humedad (w%) (%)	2.35%	2.35%	2.35%
Peso del suelo seco corregido (Wc = Ws/(1+w%)) (g)	1824.86	1821.93	1837.56
Volumen del molde (V) (cm3)	1353.92	1353.92	1353.92
Densidad seca mínima (ρ_{dmin} = Ws / V) (gr/cm3)	1.380	1.377	1.389
Densidad seca mínima corregida (ρ_{dmin}corregida = Wc / V) (g/cm3)	1.348	1.346	1.357
		1.350	

En promedio, la densidad mínima del suelo granular fue de 1.35 g/cm^3.

Además, fue posible determinar el valor de la relación máxima ($e_{máx}$) utilizando el valor de la gravedad específica, mediante la siguiente fórmula:

$$e_{máx} = G_s * \frac{\rho_w}{\rho_{d\,mín}} - 1$$

Obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 46

Relación de vacíos máxima

Muestra N°	1	2	3
Densidad seca mínima corregida (ρmincorregida = Wc / V) (gr/cm³)	1.348	1.346	1.357
Gravedad específica (Gs)	2.710	2.710	2.710
Relación de vacíos máxima (emáx) $(\boldsymbol{G_s * \frac{\gamma_w}{\gamma_d} - 1})$	1.011	1.014	0.857
		0.961	

En promedio, la relación de vacíos máxima ($e_{máx}$) del suelo granular fue de 0.961.

Figura 73

Ensayo de Densidad Mínima de Suelo Granular



Cabe señalar que se adoptó una densidad del agua de 1g/cm³, por lo que su peso específico correspondiente se tomó como 1gf/cm³, valor convencionalmente empleado en los cálculos de densidad seca en sistemas de unidades gravitacionales.

Por lo tanto, como se pudo observar, la densidad seca mínima del material quedó establecida en 1.35 g/cm³, con una relación de vacíos máxima de 0.961, valores que se utilizaron posteriormente en el cálculo de la densidad relativa y en el análisis geotécnico del material.

3.4.3.2.6. Densidad Máxima

La determinación de la densidad máxima del material granular se realiza normalmente siguiendo la norma ASTM D4253, que requiere el uso de una mesa vibratoria para obtener el estado más confinado del suelo. No obstante, debido a que no se contaba con ese equipo y a que la obtención del valor de la densidad máxima tiene como única finalidad la estimación del valor de la densidad relativa de la arena utilizada en el modelo físico, se optó por utilizar una correlación empírica propuesta por Cubrinovski e Ishihara (2002) para el cálculo de la densidad máxima.

Dicha correlación establece una relación aproximadamente lineal entre la relación de vacíos mínima ($e_{mín}$) y la relación de vacíos máxima ($e_{máx}$) para arenas con contenidos de finos entre 5% y 15%, rango en el cual se ubica la muestra analizada (8.49 % de finos). Para este intervalo, la expresión recomendada es:

$$e_{máx} = 0.25 + 1.37 * e_{mín} \rightarrow e_{mín} = \frac{e_{máx} - 0.25}{1.37}$$

Previamente en la sección de densidad mínima, se definió el valor de la relación de vacíos máxima, por lo que se pudo calcular la relación de vacíos mínima ($e_{mín}$), de la siguiente manera:

$$e_{mín} = \frac{0.961 - 0.25}{1.37} = 0.519$$

Con este valor se puede calcular el valor de la densidad seca máxima mediante la siguiente fórmula:

$$\rho_{d_{máx}} = G_s * \frac{\rho_w}{e_{mín} + 1}$$

Reemplazando obtenemos:

$$\rho_{d_{máx}} = 2.710 * \frac{1\ g/cm^3}{(0.519 + 1)}$$

$$\rho_{d_{máx}} = 1.785\ g/cm^3$$

De esta forma se obtuvieron los siguientes resultados resumidos en la siguiente tabla:

Tabla 47

Densidad Seca Máxima

% de finos	8.49%
Relación de vacíos mínima (emín)	0.519
Gravedad específica	2.710
Densidad seca máxima (g/cm^3)	1.785

3.5. Sistema físico experimental

3.5.1. Enfoque de modelado físico 1g y criterios de similitud

3.5.1.1. Enfoque de modelado físico adoptado

En esta investigación se empleó un modelo físico a gravedad única (1g) para estudiar la estabilidad global de muros de contención de gravedad. Como se expuso en el apartado 2.2.4 del marco teórico, la modelización física bajo 1g es una práctica consolidada en geotecnia para analizar la interacción suelo–estructura en condiciones controladas de laboratorio, aun cuando la aplicación rigurosa de los principios de similitud dimensional presenta limitaciones, especialmente en lo referente a la reproducción exacta del estado tensional del prototipo.

El modelo 1g se eligió en lugar de ensayos en centrífuga por razones de disponibilidad de equipamiento, simplicidad operativa y viabilidad económica; así como por la posibilidad de instrumentar el sistema muro–suelo con sensores de desplazamiento y rotación de bajo costo, registrando de forma continua la evolución de la respuesta ante incrementos de carga. Bajo este enfoque, el objetivo principal del modelo físico no es reproducir de manera idéntica el campo de tensiones del prototipo, sino capturar los mecanismos de falla y las tendencias relativas de comportamiento entre distintas configuraciones de muro (sin puntera ni talón, con puntera, con talón y con puntera y talón), manteniendo la similitud geométrica y utilizando materiales representativos (suelo granular, suelo cohesivo y concreto de peso normal).

Las leyes de escala resumidas en la tabla de factores de Wood (2004), incorporada en el marco teórico, indican que en modelos 1g la longitud escala con un factor 1/n, mientras que la densidad de masa (y por tanto el peso específico) se mantiene con factor 1, de modo que las tensiones gravitacionales escalan aproximadamente con 1/n. Sobre esta base, el modelo físico se diseñó como un modelo a escala reducida 1:n, en el que se respeta la similitud geométrica con el muro prototipo, se emplean materiales reales (sin "materiales fantasma" de densidad irreal) y se aceptan tensiones reducidas, interpretando los resultados mediante parámetros adimensionales y comparaciones relativas entre tipologías.

3.5.1.2. Selección de la escala geométrica 1:25

La elección de la escala geométrica del modelo estuvo condicionada por tres aspectos principales:

A) Dimensiones de la caja de ensayos

La caja destinada a los modelos físicos presenta dimensiones internas de 0,60 m de longitud, 0,40 m de ancho y 0,60 m de altura útil. Estas dimensiones limitan la altura máxima del muro modelo, el espesor de las capas de suelo y la longitud disponible delante y detrás del paramento para desarrollar el mecanismo de falla sin interferencias significativas con las paredes de la caja.

B) Dimensiones del muro prototipo

En un capítulo posterior (ver 3.5.3) se definió el muro de contención de gravedad prototipo. El modelo físico debía reproducir fielmente esa geometría, manteniendo las proporciones de altura, ancho de base, espesor del fuste, puntera y talón, de manera consistente con las leyes de escala 1g para la longitud, donde la relación modelo/prototipo es $L_m = \frac{L_p}{n}$.

C) Capacidad constructiva e instrumentación

La escala seleccionada debía permitir:

- Construir los especímenes en concreto con encofrados de madera manejables.

- Definir espesores de elemento y detalles (talón, puntera) suficientemente grandes para ser fabricados sin errores geométricos significativos.
- Instalar sensores de desplazamiento y rotación (VL53L0X y MPU) con espacio suficiente para su fijación, calibración y lectura fiable, evitando dimensiones tan pequeñas que dificultaran el montaje o introdujeran errores de medición comparables al tamaño del modelo.

Considerando estos tres grupos de restricciones, se evaluaron de manera preliminar distintas relaciones de escala (1:10, 1:20, 1:25, etc.):

- Una escala 1:10 hubiera producido muros modelo de altura relativamente grande, ocupando una fracción excesiva de la altura útil de la caja y reduciendo el espesor disponible de suelo de cimentación y relleno trasdós, con riesgo de que la superficie de falla interactúe prematuramente con la base o la tapa superior de la caja.
- Escalas más pequeñas, como 1:30 o 1:40, habrían generado muros con alturas inferiores a 15 cm, dificultando la construcción de detalles de puntera y talón, así como la colocación precisa de sensores y la lectura de desplazamientos más pequeña que en milímetros.

En este contexto, la escala 1:25 se identificó como un compromiso adecuado entre realismo geométrico, viabilidad constructiva e instrumentación:

- Permite que la altura del muro modelo sea suficientemente grande para desarrollar un campo de deformaciones representativo y para disponer un espesor razonable de suelo de cimentación y relleno dentro de los 0,60 m de altura de la caja (Ver 3.5.2).
- Mantiene dimensiones de base y espesor de muro del orden de centímetros, aptas para ser construidas con precisión en madera y concreto, respetando las proporciones del prototipo (Ver 3.5.3).

- Garantiza espacio suficiente delante y detrás del muro para que la zona de influencia del mecanismo de falla no esté excesivamente condicionada por las paredes de la caja, y para instalar los dispositivos de medición sin interferir con el comportamiento global del modelo.

En síntesis, de acuerdo con las leyes de escala 1g presentadas en el marco teórico, y considerando las restricciones físicas del laboratorio, se adoptó una escala geométrica 1:25 para el modelo físico. Esta escala se utiliza posteriormente para derivar las dimensiones finales de los especímenes de muro, etc.

3.5.1.3. Definición de parámetros y grupos adimensionales de análisis

3.5.1.3.1. Justificación del uso de parámetros adimensionales

El comportamiento del sistema muro–suelo en un modelo físico depende de múltiples variables: dimensiones geométricas (altura del muro, ancho de base, longitud de la franja de carga), propiedades de los materiales (peso unitario, resistencia al corte del suelo, peso específico del concreto) y variables de carga (sobrecarga aplicada, peso propio del relleno y del muro). Analizar directamente todas estas variables en términos absolutos (kgf, m, kgf/m2) conduce a un espacio de parámetros muy amplio y poco transparente.

El análisis dimensional, basado en el teorema de Buckingham, permite reagrupar las variables físicas de un problema en un conjunto reducido de parámetros adimensionales, disminuyendo el número de variables independientes y facilitando la comparación de resultados entre diferentes escalas y configuraciones. Butterfield destaca que el análisis dimensional es una herramienta importante para los ingenieros, ya que ayuda tanto en el diseño de experimentos como en la expresión concisa de los resultados, siendo los grupos adimensionales el producto directo de aplicar el teorema π (pi) de Buckingham (Butterfield, 1999). De forma complementaria, Sonin, siguiendo a Bridgman, subraya que la utilidad principal del análisis dimensional es reducir

problemas físicos complejos a formas más económicas, imponiendo restricciones sobre la forma de las relaciones posibles entre las variables físicas (Sonin, 2001).

En el contexto del modelado físico geotécnico, autores como Wood (2004) señalan que la interpretación de los modelos 1g debe apoyarse en razones adimensionales (por ejemplo, cocientes entre cargas, tensiones y deformaciones características) más que en valores absolutos, precisamente porque las limitaciones de similitud tensional impiden una reproducción estricta del estado de esfuerzos del prototipo.

En esta investigación se adopta dicho enfoque con los siguientes propósitos:

- **Identificar qué geometría de muro de gravedad** presenta un desempeño global más favorable, entendido como mayores reservas de estabilidad y menores deformaciones relativas bajo un mismo marco adimensional de comparación.
- **Cuantificar de forma comparable** la contribución de cada configuración geométrica a la estabilidad del sistema muro–suelo, relacionando a la sobrecarga aplicada con parámetros de capacidad relativos.
- **Expresar los desplazamientos horizontales, asentamientos verticales y rotaciones** en forma relativa, de modo que los resultados sean comparables entre las distintas tipologías de muro y entre diferentes niveles de carga, independientemente de las unidades empleadas.

Por estas razones, además de trabajar con las magnitudes físicas directas (fuerza total, sobrecarga, desplazamientos), se recurre sistemáticamente a parámetros y grupos adimensionales para el análisis comparativo de los cuatro modelos de muro de gravedad ensayados.

3.5.1.3.2. Parámetros básicos del sistema muro–suelo

Para la construcción de los grupos adimensionales se consideran los siguientes parámetros físicos medidos en el prototipo:

H_m : altura del muro modelo (m)

B_m : ancho de base del muro modelo (m)

L_m : longitud del muro modelo (m) en dirección fuera del plano

γ_{suelo} : peso unitario del suelo de relleno (kgf/m^3)

γ_c : peso unitario del concreto del muro (kgf/m^3)

W_m : peso del muro modelo (kgf)

q : sobrecarga aplicada sobre la superficie del relleno (kgf/m^2), obtenida como $q = \frac{P}{A}$ siendo P la fuerza total aplicada y A el área efectiva de carga.

S_2, S_3 : desplazamiento horizontal característico del muro (m), medido mediante sensores de distancia.

S_1 : asentamiento vertical característico en la base del muro o del terreno adyacente (m), medido mediante sensores de distancia

θ : rotación global del muro (rad), medida mediante el sensor MPU.

A partir de estos parámetros se definen los grupos adimensionales de solicitación y de respuesta descritos en los apartados siguientes.

3.5.1.3.3. Grupos adimensionales de solicitación

En esta tesis se denominarán parámetros adimensionales de solicitación a aquellos grupos sin dimensiones que describen, de forma compacta, la intensidad de la carga aplicada y la configuración global del sistema (peso relativo del muro y proporciones geométricas). Estos parámetros recogen “cómo se está solicitando” al muro y al suelo, independientemente de las unidades específicas empleadas (kgf, m, kgf/m2).

Sobre esta base, se definen los siguientes parámetros adimensionales de solicitación para el sistema muro–suelo:

a) Sobrecarga adimensional

$$\pi_q = \frac{q}{\gamma_s H_m}$$

Donde:

q : sobrecarga aplicada sobre la superficie del relleno (kgf/m^2)

γ_s : peso unitario del suelo de relleno (kgf/m^3)

H_m : altura del muro modelo (m).

Este parámetro mide qué tan grande es la sobrecarga en comparación con la tensión vertical media $\gamma_s H_m$ debida al peso propio del suelo hasta la altura del muro. Valores crecientes de π_q representan estados de carga donde la acción de la sobrecarga tiene un peso relativo mayor respecto al peso del relleno. En formulaciones clásicas de empuje activo, el incremento de presión lateral debido a una sobrecarga uniforme superficial es proporcional a $K_a q$; por tanto, π_q está directamente vinculado a la proporción entre el empuje inducido por la sobrecarga y el generado por el peso propio del terreno.

3.5.1.3.4. Deformaciones adimensionales de respuesta

Se entiende por respuesta el conjunto de deformaciones y movimientos que experimenta el sistema muro–suelo cuando se incrementa la demanda: desplazamientos horizontales, asentamientos verticales y rotación del muro. Expresar estas magnitudes en forma adimensional permite comparar de manera directa el desempeño de diferentes configuraciones de muro bajo niveles de demanda equivalentes.

En esta investigación se emplean los siguientes grupos adimensionales de respuesta:

a) Desplazamiento horizontal relativo del muro

$$\pi_{S_{2,3}} = \frac{S_{2,3}}{H_m}$$

Donde:

$S_{2,3}$: desplazamiento horizontal característico del muro (mm), medido mediante sensores de distancia.

H_m : altura del muro modelo (mm)

Este parámetro representa el desplazamiento horizontal relativo del muro. Valores altos de $\pi_{S_{2,3}}$ indican una mayor deformación lateral del sistema; para un mismo nivel de demanda π_q una configuración de muro que presente menores valores de $\pi_{S_{2,3}}$ puede considerarse más estable desde el punto de vista de servicio.

b) Asentamiento vertical relativo

$$\pi_{S_1} = \frac{S_1}{H_m}$$

Donde:

S_1 : asentamiento vertical característico en la base del muro o del terreno adyacente (mm), medido mediante sensores de distancia

H_m : altura del muro modelo (mm)

Este grupo adimensional cuantifica el hundimiento relativo del sistema respecto a la altura del muro. La combinación de $\pi_{S_{2,3}}, \pi_{S_1}$ permite evaluar la forma del movimiento: si predomina la traslación horizontal, el giro alrededor de la punta, o la combinación con asentamientos significativos de la base. En estudios de cimentaciones someras y muros, el uso de asentamientos normalizados respecto a una dimensión característica es estándar para comparar resultados de modelos reducidos y prototipos.

c) Rotación general del muro

$$\pi_\theta = \theta$$

Donde:

θ : rotación general del muro (rad).

La rotación θ del muro en torno a un punto de referencia es intrínsecamente una magnitud adimensional (se expresa en radianes). Se incluye como parámetro de respuesta para distinguir la cinemática de la falla: un incremento pronunciado de θ asociado a desplazamientos relativamente moderados puede indicar un mecanismo dominado por vuelco, mientras que grandes $\pi_{S_{2,3}}$ con pequeñas rotaciones pueden asociarse más a traslación o a deformaciones significativas en la cuña de suelo de relleno.

3.5.2. Caja de ensayos

El objetivo es construir un contenedor rígido, estable y ópticamente accesible que permita ejecutar ensayos de muros de contención a escala 1g, minimizando efectos de borde y posibilitando la instrumentación y la aplicación controlada de sobrecargas. El volumen útil adoptado se definió para:

(i) Alojar el modelo de muro (H≈0.20 m) con holguras laterales y superiores suficientes que mitiguen interferencias por confinamiento

(ii) Permitir la observación directa durante el fallo

(iii) Mantener una rigidez de caja robusta. La literatura de modelación física respalda que, en modelos 1g, deben declararse los compromisos de similitud (longitud/rigidez/fuerzas) y controlarse las condiciones de contorno del “strong box” para no distorsionar el mecanismo observado (Timchenko et al., 2017).

Cabe destacar también que, para la definición de dimensiones, materiales, componentes y armado se tomó como principal referencial el artículo "EXPERIMENTAL RESEARCH TECHNIQUE OF RETAINING WALLS OF A SPECIAL TYPE".

3.5.2.1. Definición de dimensiones de la caja

Primeramente, se definió el largo y ancho de la caja siendo los valores adoptados 60 x 40 cm dichos valores son muy similares y están dentro del rango de valores que adopta dicho artículo para evitar confinamiento lateral excesivo del relleno y mantener un espacio de influencia suficiente bajo la placa de carga.

Para poder definir la altura de la caja se tomó en cuenta dos criterios:

(i) La profundidad de influencia de los esfuerzos verticales inducidos por la sobrecarga aplicada sobre el trasdós del muro.

(ii) La profundidad de influencia de los esfuerzos verticales inducidos por la base de los muros al suelo sobre el que se apoya.

(iii) Los requisitos geométricos e instrumentales necesarios para observar el mecanismo de falla.

3.5.2.1.1. Cálculo de profundidad de influencia bajo la placa de carga

Considerando que las dimensiones de dicha placa eran de 10 cm de ancho (B_s) y de 39 cm de longitud (L_s), se pudo asemejar el comportamiento de este elemento al de una zapata aislada de base extendida (isolated spread footings) pues la relación L_s/B_s sería inferior a 10:

$$\frac{L_s}{B_s} = \frac{39\ m}{10\ m} = 3.9 < 10$$

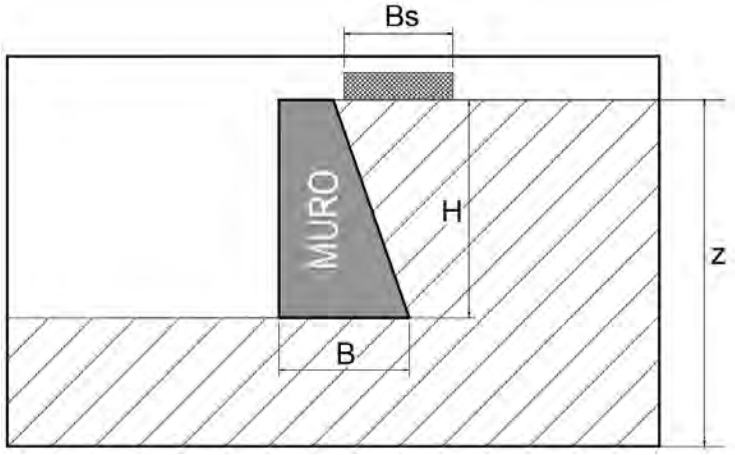
Por ello, se concluyó que los pesos que se colocarían sobre esta placa rígida se comportarán como una carga repartida en un área rectangular. Como se indicó en el marco teórico, se consideró

que la profundidad de influencia significativa se alcanzaba cuando el incremento de tensión vertical inducida era igual o menor al 10% de la presión superficial aplicada.

Para poder calcular el valor del factor de influencia "I" alcanzado en la base de la caja de ensayo, se procedió a plantear la posible configuración de la posición de los elementos necesarios para los ensayos a escala reducida; en donde "B_s" representa el ancho de la placa de carga y "z" la distancia de la superficie de apoyo hasta la base rígida de la caja de ensayos a escala:

Figura 74

Plano en corte de la caja de ensayos

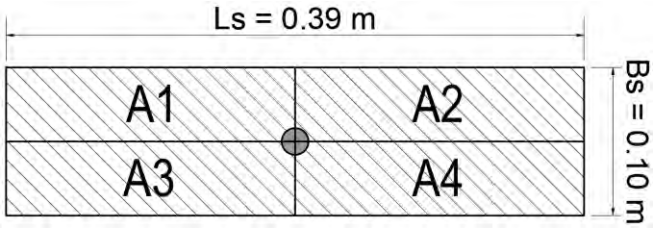


Para una carga uniformemente distribuida sobre un área rectangular, el incremento de tensión vertical más representativo y exigente se presenta bajo el centro del área cargada; por ello, se adoptó dicho punto para estimar la profundidad de influencia significativa.

Para calcular el valor del factor de influencia (I_{centro}), la metodología consiste en dividir la placa en 4 partes iguales para luego calcular el factor de influencia de la esquina de cada recuadro ($I_{esquina}$) para luego sumarlas y obtener el factor de influencia (I_{centro}).

Figura 75

Plano en planta de la placa de carga dividida



De esta forma se obtiene las dimensiones de cada área de la siguiente forma:

$$\frac{L_s}{2} = \frac{0.39\ m}{2} = 0.195\ m$$

$$\frac{B_s}{2} = \frac{0.10\ m}{2} = 0.05\ m$$

Debido a que las dimensiones de los recuadros son las mismas, entonces:

$$I_{centro} = 4 * I_{esquina}$$

Debido a que se debía encontrar la profundidad a la cual el factor de influencia es de 10% de la sobrecarga inicial entonces el valor del factor de influencia ($I_{esquina}$) debía ser calculado de la siguiente manera:

$$I_{centro} = 0.10 = 4 * I_{esquina}$$

$$I_{esquina} = 0.025$$

Por ello, para encontrar el valor en el que se alcanza este valor de "$I_{esquina}$", se probaron 4 valores de "z" diferentes, los cuales fueron de 0.20 m, 0.30 m, 0.40 m y 0.50 m. Considerando que las dimensiones de la placa de carga eran de un ancho (B_s) de 0.05 m y de una longitud (L_s) de 0.195 m; se obtuvieron los siguientes resultados:

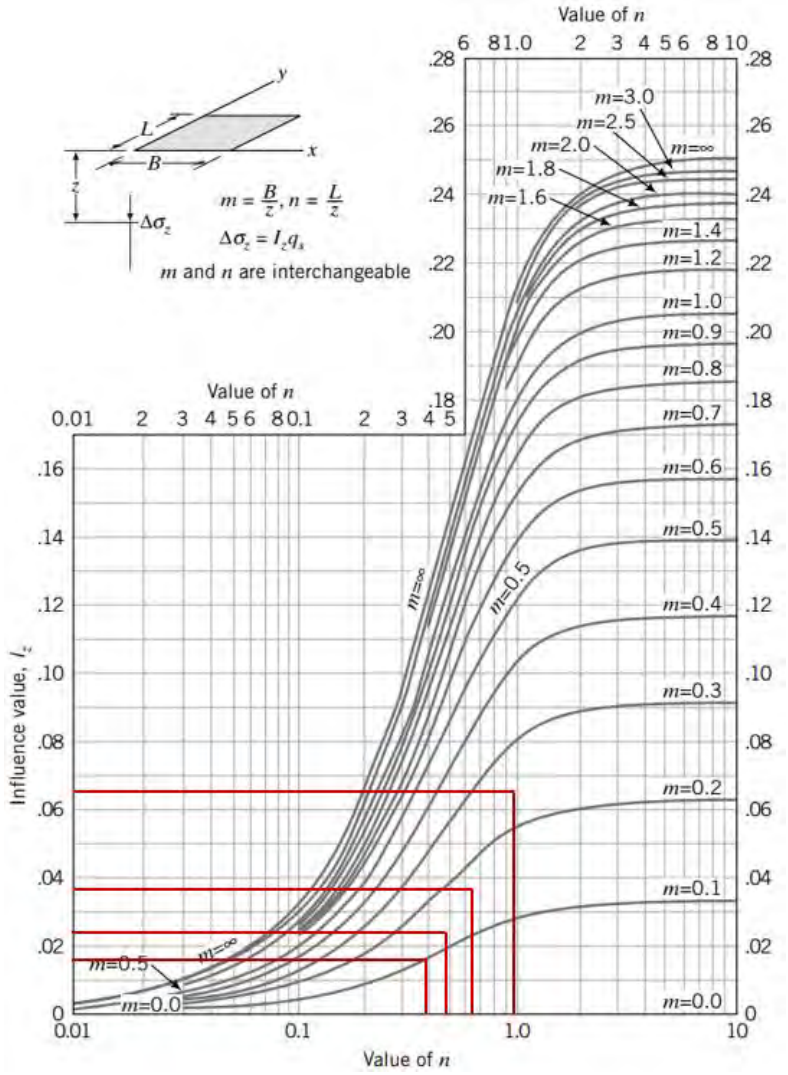
Tabla 48

Cálculo de Factores de Influencia de incremento de tensión vertical

z (m)	Bs (m)	Ls (m)	m	n	I
			Bs/z	Ls/z	
0.20	0.05	0.195	0.250	0.975	**0.065**
0.30	0.05	0.195	0.167	0.650	**0.042**
0.40	0.05	0.195	0.125	0.488	**0.024**
0.50	0.05	0.195	0.100	0.390	**0.016**

Figura 76

Ubicación de Factores de Influencia de incremento de tensión vertical



Nota. Adaptado de (Budhu, 2011).

Los cálculos mostraron que la profundidad (z) a la cual se alcanza un factor de influencia por lo menos de 0.025 en la esquina de cada recuadro, y por lo tato de 0.10 en el centro de la placa es a 40 cm.

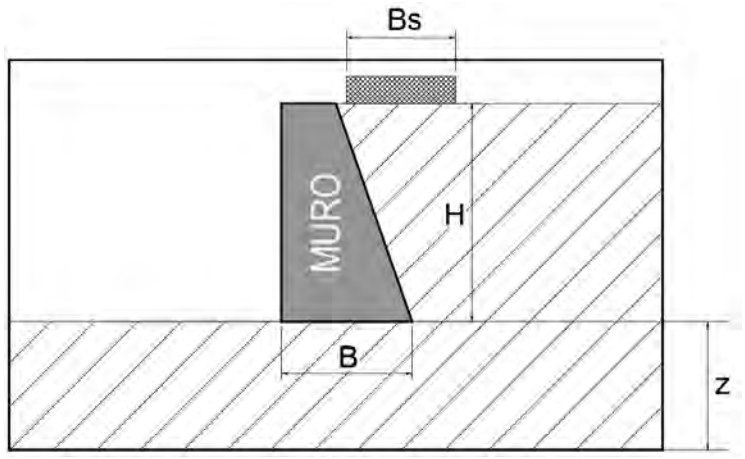
Por ello, para que las presiones verticales inducidas en el suelo de relleno sean iguales o menores al 10% de la sobrecarga aplicada, se debía colocar la base rígida de la caja por lo menos a 40 cm bajo la superficie de apoyo de la placa de carga.

3.5.2.1.2. Cálculo de profundidad de influencia bajo la base del muro

Se debía definir la profundidad a la cual los esfuerzos del suelo por debajo de la base del muro se disiparían a 10%, para ello se aplicó una metodología equivalente al inciso inmediatamente anterior. Se siguió el siguiente esquema:

Figura 77

Plano en planta y corte de la caja de ensayos



Considerando que las dimensiones de la base de los muros fueron de 12 cm de ancho (B) y de 39 cm de longitud (L), se pudo asemejar el comportamiento de este elemento al de una zapata aislada de base extendida (isolated spread footings) pues la relación L/B sería inferior a 10:

$$\frac{L}{B} = \frac{39\ m}{12\ m} = 3.25 < 10$$

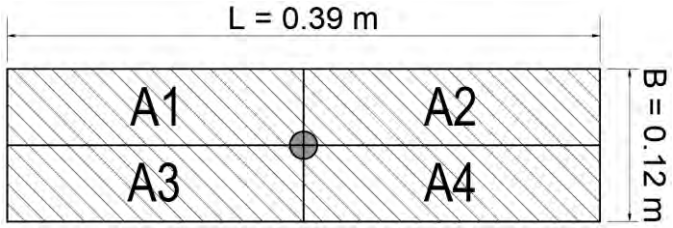
Por ello, se concluyó que los esfuerzos transmitidos al suelo por la base de los muros se comportarán como una carga repartida en un área rectangular. Como se indicó en el marco teórico, se consideró que la profundidad de influencia significativa se alcanzaba cuando el incremento de tensión vertical inducida era igual o menor al 10% de la presión superficial aplicada.

Para una carga uniformemente distribuida sobre un área rectangular, el incremento de tensión vertical más representativo y exigente se presenta bajo el centro del área cargada; por ello, se adoptó dicho punto para estimar la profundidad de influencia significativa.

Para calcular el valor del factor de influencia (I_{centro}), la metodología consiste en dividir la base en 4 partes iguales para luego calcular el factor de influencia de la esquina de cada recuadro ($I_{esquina}$) para luego sumarlas y obtener el factor de influencia (I_{centro}).

Figura 78

Plano en planta de la placa de base dividida



De esta forma se obtiene las dimensiones de cada área de la siguiente forma:

$$\frac{L}{2} = \frac{0.39\ m}{2} = 0.195\ m$$

$$\frac{B}{2} = \frac{0.12\ m}{2} = 0.06\ m$$

Debido a que las dimensiones de los recuadros son las mismas, entonces:

$$I_{centro} = 4 * I_{esquina}$$

Debido a que se debía encontrar la profundidad a la cual el factor de influencia es de 10% de la sobrecarga inicial entonces el valor del factor de influencia ($I_{esquina}$) debía ser calculado de la siguiente manera:

$$I_{centro} = 0.10 = 4 * I_{esquina}$$

$$I_{esquina} = 0.025$$

Por ello, para encontrar el valor en el que se alcanza este valor de "$I_{esquina}$", se probaron 5 valores de "z" diferentes, los cuales fueron de 0.20 m, 0.30 m, 0.40 m, 0.45 m y 0.50 m. Considerando que las dimensiones de la base de los muros eran de un ancho (B) de 0.06 m y de una longitud (L) de 0.195 m; se obtuvieron los siguientes resultados:

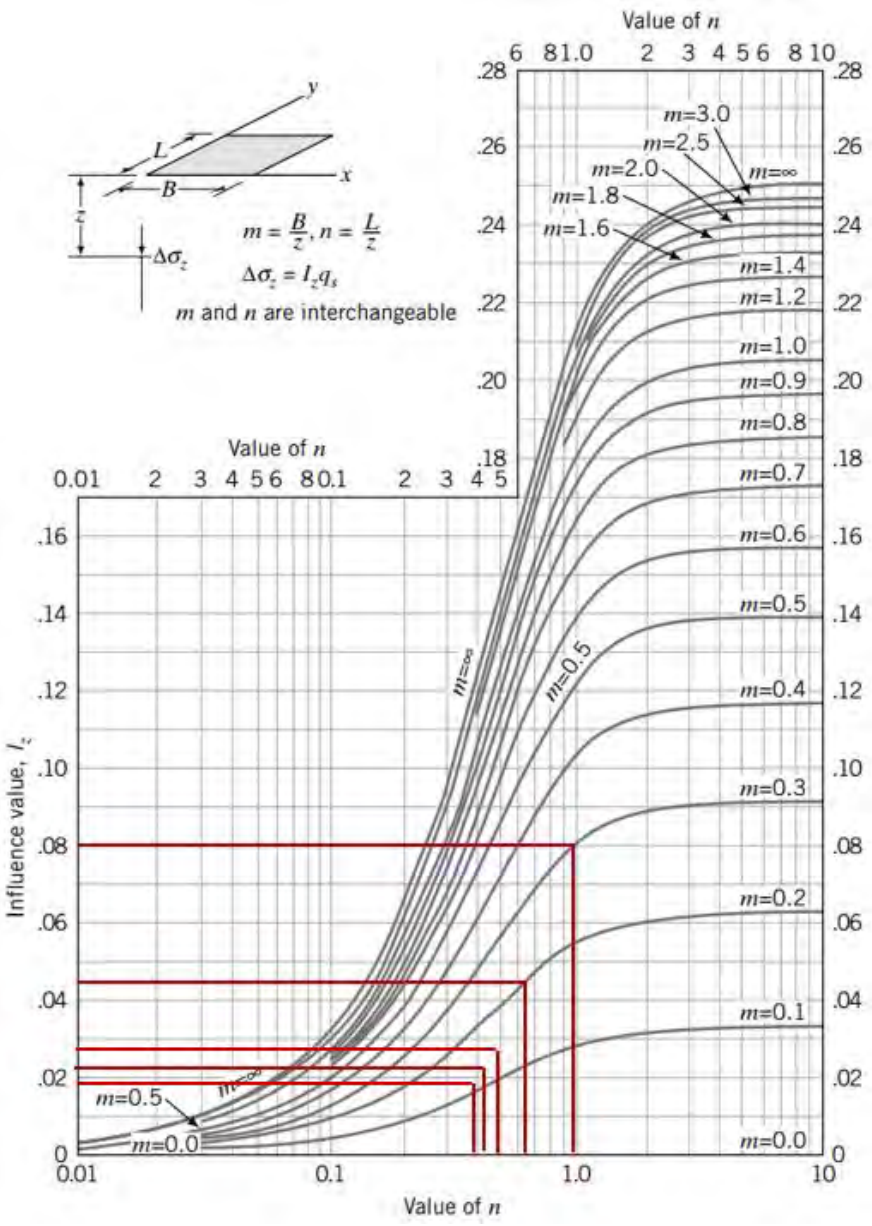
Tabla 49

Cálculo de Factores de Influencia de incremento de tensión vertical

z (m)	Bs (m)	Ls (m)	m	n	I
			Bs/z	Ls/z	
0.20	0.06	0.195	0.300	0.975	0.08
0.3	0.06	0.195	0.200	0.650	0.045
0.4	0.06	0.195	0.150	0.488	0.028
0.5	0.06	0.195	0.120	0.390	0.019
0.45	0.06	0.195	0.133	0.433	0.023

Figura 79

Ubicación de Factores de Influencia de incremento de tensión vertical



Nota. Adaptado de (Budhu, 2011).

Los cálculos mostraron que la profundidad (z) a la cual se alcanza un factor de influencia por lo menos de 0.025 en la esquina de cada recuadro, y por lo tato de 0.10 en el centro de la placa es a 45 cm.

Por ello, para que las presiones verticales inducidas en el suelo de relleno sean iguales o menores al 10% de la sobrecarga aplicada, se debía colocar la base rígida de la caja por lo menos a 45 cm bajo la superficie de apoyo de la placa de carga.

3.5.2.1.3. Requisitos geométricos e instrumentales

Además del análisis de profundidad de influencia, se consideró que los muros ensayados tendrían una altura aproximada de 20 cm (Ver 3.5.3). Para permitir la observación adecuada del mecanismo de falla y asegurar espacio suficiente para la instalación de instrumentos (como la cámara fotográfica), se decidió disponer al menos 35 cm de suelo bajo la base del muro. Esta distancia satisfacía el espacio libre mínimo bajo la placa de sobrecarga, aunque no alcanzaba completamente la profundidad teórica estimada bajo la base del muro.

Por ello, y teniendo en consideración los análisis previos, se adoptó una altura de 0.35 m de suelo bajo la base del muro como parte del diseño experimental de la caja de ensayos, considerando criterios de factibilidad constructiva, estabilidad del montaje, manipulación del sistema y disponibilidad de recursos materiales y de tiempo para la ejecución repetitiva de los ensayos. Si bien una mayor profundidad hubiera permitido aproximarse mejor a la profundidad teórica de influencia estimada, la configuración finalmente seleccionada representó un compromiso entre rigor experimental y viabilidad operativa, manteniendo una condición geométrica constante para todas las corridas realizadas. Dado que el objetivo principal de la investigación fue comparar el efecto relativo de la inserción de puntera y talón sobre la estabilidad global del sistema, se priorizó la uniformidad de las condiciones experimentales entre todos los modelos ensayados.

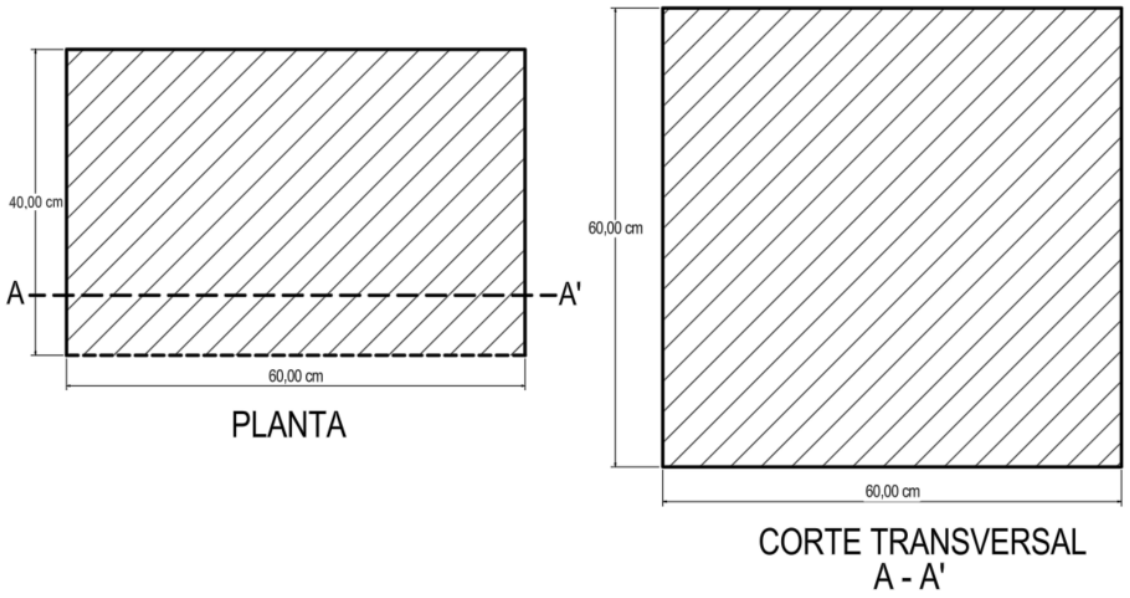
3.5.2.1.4. Elección de dimensiones de la caja de ensayo

En conclusión, el análisis previo realizado mostró que una altura interna de aproximadamente 55 cm (20 cm de muro + 35 cm de suelo bajo él) resultaba razonable para reducir de manera importante los efectos de borde verticales y asegurar un desempeño adecuado del modelo físico. No obstante, debido al espesor de los marcos de acero de la estructura de la caja, que añadían cerca de 4 cm adicionales, se estableció finalmente una altura total de 60 cm para la caja de ensayos.

Finalmente, se adoptaron los valores de 60 x 40 x 60 cm para las dimensiones interiores finales de la caja de ensayos.

Figura 80

Plano en planta y corte de la caja de ensayos



3.5.2.2. Definición de materiales, componentes y armado

Para la caja se priorizó rigidez global, estabilidad geométrica, visibilidad frontal y mantenibilidad:

3.5.2.2.1. Estructura de acero con angulares soldados y cara frontal transparente de vidrio templado

Se eligió angulares de acero soldados porque proporcionan alta rigidez global con secciones compactas, aseguran planeidad y escuadra en los asientos de los paneles, y permiten un apoyo lineal y continuo para la cara transparente (evitando pandeos locales del "frente" bajo presión lateral). La soldadura con electrodo E7018 contribuye a cordones tenaces y de baja porosidad; el biselado de bordes mejora la penetración. Este enfoque replica la lógica de bandejas reportadas en la literatura (marco metálico con frente transparente y caras opacas atornilladas), por lo que la decisión es técnicamente consistente con prácticas previas.

Para la cara de observación se seleccionó el vidrio templado por tres razones:

(i) rigidez superficial superior, lo que mejora la calidad óptica para registro (menor distorsión) respecto de láminas poliméricas

(ii) resistencia al rayado superior frente a contacto con arena/polvo

(iii) mejor comportamiento de seguridad (fragmentación en granos pequeños).

El artículo de referencia usó frente transparente en plexiglás, válido y común, pero más propenso a rayarse/deflectarse; el vidrio templado eleva el desempeño óptico-mecánico con la misma filosofía de "frente rígido-transparente".

Figura 81

Armazón de metal y vidrio templado en el armazón de la caja de ensayos



3.5.2.2.2. Paneles fenólicos atornillados en caras opacas

Se opto por fenólico de 18 mm (a diferencia del tablero de 16 mm usado en la bandeja de referencia). Debido a que incrementa la rigidez flexional, reduciendo alabeos y fugas de finos en juntas; mejora la retención de tornillos y la capacidad de pre-apriete sin “hundir” la cabeza en madera; y aporta margen de seguridad frente a ciclos de montaje y humedad del laboratorio.

Las uniones entre los angulares y fenólicos se atornillaron facilitando el mantenimiento y recambio de piezas, permiten controlar la sujeción del elemento.

Figura 82

Colocación de tableros fenólicos atornillados en caras no visibles



3.5.2.2.3. Puertos de sensores y guías de pluviación

Se realizaron dos ventanas de 1×2 cm en una cara opaca a 18.5 cm (S2) y 8 cm (S3) desde la parte superior. Las medidas de las ventanas se determinaron con la finalidad de que los sensores que miden distancias (VL53L0X) entren con comodidad. Con respecto a las alturas donde se hacen las ventanas, se seleccionaron debido a la altura típica en la que se encontrarían todos los muros a ser ensayados. Además, se fijaron 4 tubos de PVC (L≈ 1.15 m) desmontables en las esquinas como guías de pluviación para controlar altura de caída y caudal durante el método de lluvia de arena.

Figura 83

Accesos laterales para los sensores y guías de pluviación



Además, como accesorio para la realización del experimento, se agregó cintas cada 4cm de altura dentro de la caja, las cuales sirvieron para tener referencia la altura alcanzada al momento del llenado de la las capas con suelo cohesivo o granular.

Figura 84

Cintas guía para el rellenado de suelo



3.5.2.2.4. Tratamiento interior para reducir fricción pared-suelo.

Durante la instrumentación y calibración del modelo físico se identificó que la fricción desarrollada entre el suelo y las paredes rígidas de la caja de ensayos puede alterar la distribución real de presiones y deformaciones dentro del macizo. Diversos autores han demostrado que este efecto de fricción parásita provoca una subestimación de los desplazamientos laterales y una sobrestimación de la estabilidad aparente del muro, ya que las paredes tienden a "confinar" parcialmente el suelo, generando un estado de tensiones distinto al esperado en condiciones de deformación plana. Estudios experimentales y guías internacionales (Briaud, 2023; Geotechnical Engineering Office, 2020) enfatizan la importancia de minimizar o controlar el rozamiento lateral para garantizar que las mediciones de presión activa y desplazamiento representen de forma fiel el comportamiento teórico del muro en campo. En modelos de laboratorio, la interfaz suelo–pared se considera una condición de contorno crítica, y su tratamiento influye directamente en la exactitud de los resultados y la reproducibilidad del ensayo.

Con el fin de reducir este efecto, se adoptó un tratamiento interior que consiste en recubrir las caras laterales fenólicas con láminas lisas de acrílico (PMMA) y aplicar sobre ellas una película de vaselina sólida como lubricante. Esta configuración permite obtener una superficie lisa, impermeable, reduciendo el ángulo de fricción en la interfaz y, por tanto, la transferencia de esfuerzos cortantes a las paredes. Briaud (2023) señala que las superficies lisas, como las de geomembranas o plásticos pulidos, presentan valores de fricción mucho menores que los de las superficies rugosas o texturizadas. En la guía "Guide to Retaining Wall Design", se define la fricción de pared como una función directa de la rugosidad y del material de contacto, recomendando reducirla mediante interfaces lisas o lubricadas cuando se requiera un comportamiento de desplazamiento libre. Finalmente, para la cara frontal de vidrio se aplicó un recubrimiento hidrofóbico (repelente de agua para vidrios de autos) , que genera una capa repelente al agua y a los finos, disminuyendo la adherencia del suelo sin afectar la visibilidad del proceso. Con la aplicación integral de estos tratamientos en dos de las paredes internas de la caja se consiguió minimizar el confinamiento lateral, favorecer la homogeneidad de las deformaciones y reproducir de manera más realista el estado de esfuerzos en condición de deformación.

Figura 85

Colocación de láminas acrílicas con vaselina en la caja de ensayo



Figura 86

Colocación de Repelente de Agua para Vidrios en la cara frontal con vidrio



3.5.2.2.5. Lista de materiales

Estructura metálica

- 2 angulares de acero 2” ×2” ×1/4” ×3 m (corte y despiece para marcos/travesaños)
- Electrodo E7018 para soldadura (juntas de ángulo; biselado en extremos)
- Imprimación y esmalte antioxidante (verde)

Caras opacas

- Panel fenólico de 18 mm (laterales y fondo)
- Tornillería pasante con arandelas y tuercas

Cara frontal transparente

- Vidrio templado 58 × 58 cm y espesor de 8 mm
- Sellado perimetral (silicona)

Tratamiento interior y accesorios

- Perforaciones 3×2 cm (2 und) para los sensores S2/S3
- Tabla de fenólico 60×20 cm como tapa de lectura para S1
- 4 tubos de PVC (Ø 1/2”, L= 1.15 m) para guías de pluviación
- Cinta blanca
- Laminas lisas de acrílico
- Vaselina
- Repelente de agua para vidrios

3.5.3. Muros de concreto

3.5.3.1. Objetivo y criterio general

Se fabricaron cuatro especímenes de muros (sin puntera ni talón, solo con puntera, solo con talón y con puntera y talón) para comparar su estabilidad global bajo idénticas condiciones de base

y carga. La orientación de prueba mantuvo el relleno del lado inclinado (trasdós), de modo que la interacción suelo-muro reproduzca el caso típico de obra. La similitud geométrica se definió con escala 1:25 (prototipo → modelo), siguiendo los principios de análisis dimensional/similitud para modelación física a pequeña escala (longitudes y fuerzas análogas al prototipo, conservando el mecanismo de falla) (Wood, 2004).

3.5.3.2. Dimensiones de los muros prototipo

3.5.3.2.1. Altura de referencia del prototipo

Se eligió una altura "H" de 5 m, esto debido a que la norma peruana CE.020 fija precisamente H ≤ 5 m para muros por gravedad y semigravedad en su tabla de predimensionamiento. Elegir "H" en el límite superior hace más exigente la verificación de estabilidad (caso crítico) sin salirse del marco normativo.

3.5.3.2.2. Ancho de base

Para muros de gravedad, manuales de referencia sugieren partir con B = (0.5 – 0.7)H y controlar que la resultante caiga dentro del tercio medio para evitar tracciones en la base. Un enfoque clásico es iniciar con $B \approx \frac{H}{3}$ y ajustar hasta satisfacer volteo, deslizamiento y capacidad portante. En la propuesta se adopto $B = 3.0\,m \rightarrow B/H = 0.6$ valor dentro y hacia el extremo superior de lo recomendado.

3.5.3.2.3. Puntera y Talón

Para muros de gravedad, manuales de referencia sugieren partir con anchos de puntera/talón = (0.12 – 0.16)H. En la propuesta se adopto $anchos\ de\ puntera/talón = 0.75\,m \rightarrow APT/H = 0.15$ exactamente en el rango recomendado (simétrico cuando hay ambos; único cuando solo existe puntera o talón). Esto asegura un brazo resistente suficiente y presiones admisibles razonables bajo cimentación. Cuando el muro solo tenga puntera o talón se optó por

sumar la longitud de la puntera y talón teniendo como resultado $1.5\ m$ de puntera o talón cuando solo se cuente con este elemento.

3.5.3.2.4. Espesor del cimiento

Para muros de gravedad, manuales de referencia sugieren partir con espesor de cimiento = (0.12 – 0.17)H. En la propuesta se adoptó un $espesor\ de\ cimiento = 0.85\ m \rightarrow\ EC/H = 0.17$ este si bien es cierto es un valor conservador se busca también que al momento de la conversión a la escala reducida sea posible su colado sin que este elemento sea muy delgado y se llegue a quebrar

3.5.3.2.5. Espesor del alzado y corona

Para la dimensión de la corona en la literatura de muros de contención se mantiene un mínimo práctico de espesor por razones de hormigonado y desempeño; Calavera prescribe espesores mínimos $\geq 25 - 30\ cm$ en elementos delgados por requisitos de cortante y alojamiento de armaduras. En la propuesta se adoptó 0.50 m este valor debido a que si se utilizaba 0.30 m al momento de la conversión a escala este valor pasaría a ser 1.2 cm lo cual es muy pequeño y frágil por lo que se adoptó el valor de 0.50 m como valor final. Para el espesor de alzado se adoptó el valor resultante de la diferencia del ancho de la base y las dimensiones de la puntera y talón.

3.5.3.2.6. Dimensiones del muro sin puntera ni talón

Para las dimensiones del muro trapezoidal se tomó enteramente las recomendaciones de la norma CE.020 de suelos y taludes en la cual indica que para el ancho de base B = (0.4 – 0.6)H y para el ancho de corona = (0.25 – 0.3)H por lo que se adoptó los valores para la base de 3.0 m y para la corona de 1.25 m siento este el valor más bajo del rango permitido esto debido a que mucha área o sección podría ocasionar un peso mayor del muro.

Tabla 50

Tabla con dimensiones de los muros prototipo

Tipo de muro / Medida(m)	Muro sin puntera ni talón	Muro solo con puntera	Muro solo con talón	Muro con puntera y talón
Altura de muro	5.00	5.00	5.00	5.00
Ancho de base	3.00	3.00	3.00	3.00
Longitud de puntera	No presenta	1.50	No presenta	0.75
Longitud de talón	No presenta	No presenta	1.50	0.75
Espesor de cimiento	No presenta	0.85	0.85	0.85
Espesor de alzado	No presenta	1.50	1.50	1.50
Espesor de corona	1.25	0.50	0.50	0.50

3.5.3.2.7. Ancho de base igual entre muros

Para aislar el efecto puramente geométrico (existencia/longitud de puntera y/o talón) en la respuesta global (deslizamiento, vuelco y capacidad portante), se fijó la misma longitud de base en los cuatro especímenes (Base = 3.0 m). Con ello se iguala: el área de contacto base-suelo y, por tanto, el potencial de fricción disponible. Esta decisión se sustenta en la comprobación clásica de estabilidad por deslizamiento, donde la resistencia viene dada por el rozamiento en la base más el empuje pasivo que para este caso será el experimento será “0”. Mantener “B” constante permite comparar tipologías bajo igual “capacidad de rozamiento” asociada a la normal y a la interfase base-suelo (los 4 especímenes serán del mismo material)

3.5.3.3. Escala y dimensiones finales de los especímenes

De acuerdo con los criterios de modelado físico 1g y las leyes de similitud geométrica expuestos en el apartado anterior, se adoptó una escala reducida 1:25 para todos los modelos de

muro de contención. En modelos a 1g, la longitud es la magnitud básica que se escala, manteniendo invariante la densidad de masa de los materiales; por tanto, el factor de escala para cualquier dimensión lineal es:

$$L_{modelo} = \frac{L_{prototipo}}{n}$$

Bajo esta premisa, todas las dimensiones del prototipo (muros de 5,00 m de altura y 3,00 m de ancho de base, con diferentes configuraciones de puntera y talón) se redujeron dividiéndolas por el factor $n = 25$. Así, por ejemplo, la altura del muro pasa de 5,00 m a:

$$H_m = \frac{5.00\ m}{25} = 0.20\ m = 20\ cm$$

y el ancho de la zapata de 3,00 m a:

$$B_m = \frac{3.00\ m}{25} = 0.12\ m$$

De forma análoga, las longitudes de puntera y talón de 1,50 m en el prototipo se escalaron:

$$L_{puntera,m} = L_{talón,m} = \frac{1.50\ m}{25} = 0.06\ m$$

Mientras que el espesor del cimiento de 0,85 m se transformó en 0,034 m (3,4 cm), y el espesor del alzado de 1,50 m en 0,06 m. Finalmente, los espesores de corona de 1,25 m y 0,50 m en el prototipo se redujeron a 0,05 m y 0,02 m, respectivamente.

Las cuatro configuraciones analizadas –muro sin puntera ni talón, muro con puntera, muro con talón y muro con puntera y talón – conservaron estrictamente las proporciones geométricas del prototipo; únicamente se aplicó la reducción uniforme $1/25$ a cada dimensión lineal. Esto garantiza que los cocientes geométricos relevantes sean idénticos entre prototipo y modelo, condición básica de similitud para comparar de forma consistente la influencia de la inserción de puntera y talón en la estabilidad global del sistema.

En la siguiente tabla se resumen las dimensiones finales de los especímenes a escala 1:25. Durante el diseño de los encofrados de triplay y fenólico se admitieron únicamente redondeos milimétricos (del orden de 1–2 mm), de manera que el error relativo en cada dimensión se mantuvo muy por debajo del 5 %, margen considerado aceptable en modelos físicos 1g siempre que se preserven las relaciones geométricas clave.

Tabla 51

Tabla con dimensiones de los muros modelo

Tipo de muro / Medida(cm)	Muro sin puntera ni talón	Muro solo con puntera	Muro solo con talón	Muro con puntera y talón
Altura de muro	20.0	20.0	20.0	20.0
Ancho de base	12.00	12.00	12.00	12.00
Longitud de puntera	No presenta	6.00	No presenta	3.00
Longitud de talón	No presenta	No presenta	6.00	3.00
Espesor de cimiento	No presenta	3.40	3.40	3.40
Espesor de alzado	No presenta	6.00	6.00	6.00
Espesor de corona	5.00	2.00	2.00	2.00

Con estas dimensiones finales se construyeron los moldes descritos en el apartado siguiente y se colaron los cuatro especímenes de muro de contención que se utilizaron en los ensayos de bandeja.

Figura 87

Dimensiones de los muros prototipo

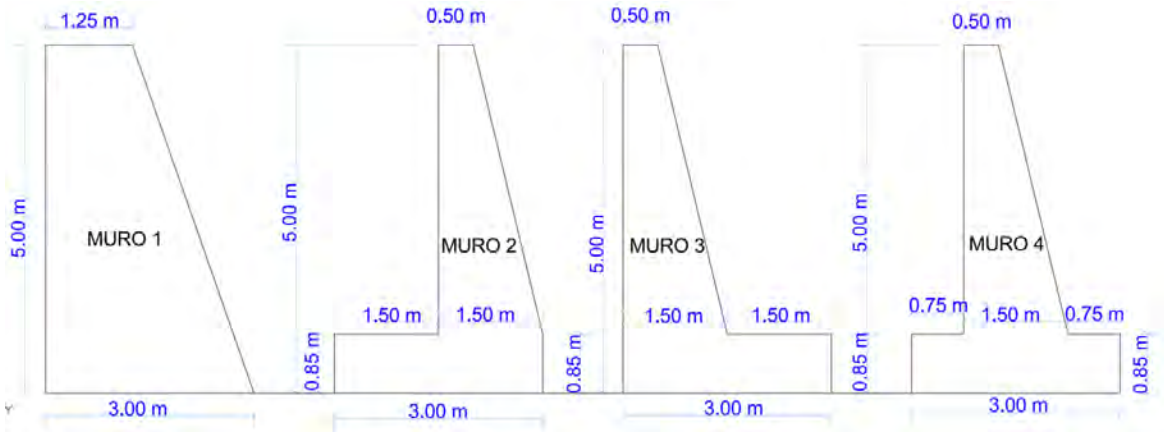
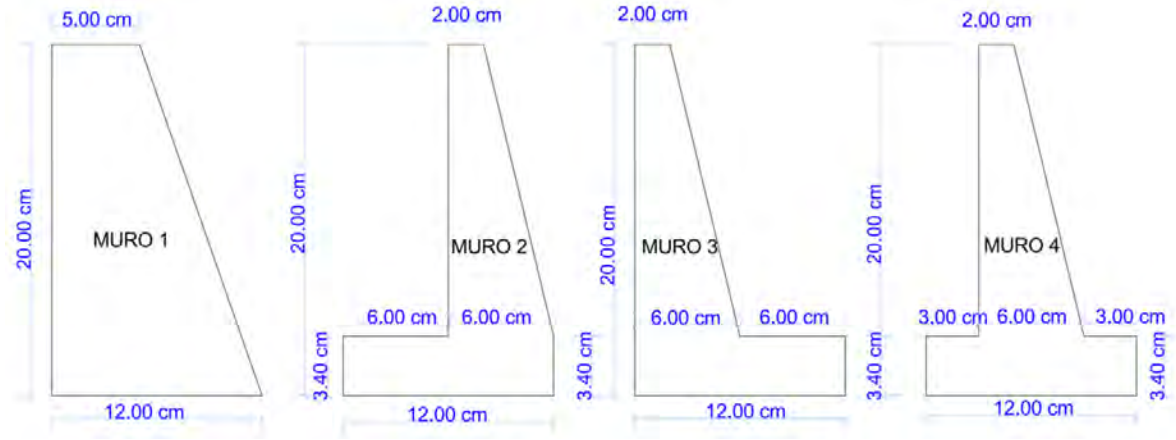


Figura 88

Dimensiones de los muros modelo



3.5.3.4. Creación de los especímenes

3.5.3.4.1. Peso específico en 1g

En el presente modelo físico 1g a escala 1:25 se decidió mantener el mismo peso específico del concreto que en el prototipo, es decir, trabajar con un concreto de densidad realista similar a la de un muro de gravedad en campo. Esta elección se fundamenta en los criterios de similitud

propuestos por Muir Wood (2004) para el modelado geotécnico. En capítulos anteriores se resumen los factores de escala entre prototipo y modelo; para los modelos 1g de laboratorio se propone que la densidad de masa (y, por tanto, el peso específico al mantenerse constante la aceleración de la gravedad) tenga un factor de escala igual a 1, mientras que el esfuerzo escala con un factor $1/n$ siendo n la razón geométrica de escala. Es decir, al reducir las dimensiones lineales en una relación 1:n y conservar la misma densidad de material, las tensiones debidas al peso propio en el modelo resultan n veces menores que en el prototipo.

$$\sigma_p = \gamma_p H_p$$

$$\sigma_m = \gamma_m H_m$$

Con la escala geométrica que se está trabajando: $H_m = H_p/n$ con $n = 25$

$$\sigma_m = \gamma_m \frac{H_p}{25}$$

En modelos 1g y siendo el mismo material se cumple: $\gamma_m = \gamma_p$

$$\sigma_m = \gamma_p \frac{H_p}{25}$$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_p}{25}$$

Esto muestra que las tensiones en el muro modelo son 1/25 del muro prototipo ahora que pasaría si quisiéramos tener estas mismas tensiones:

$$\sigma_m = \rho_m g \; ; \sigma_p = \rho_p g$$

$$\rho_m g = \frac{\rho_p g}{25}$$

$$25\rho_m g = \rho_p g$$

$$25\rho_m = \rho_p$$

Donde:

σ_m : Tensión resultante del modelo

σ_p : Tensión resultante del prototipo escalado

γ_m : Peso específico del modelo

γ_p : Peso específico del prototipo escalado

H_m : Altura del modelo

H_p : Altura del prototipo escalado

ρ_m : Densidad del modelo

ρ_p : Densidad del prototipo

g : aceleración de la gravedad

En el caso de la tesis, ello implicaría un material 25 veces más pesado que el concreto real, algo físicamente imposible. Por esta razón, Muir Wood enfatiza que en modelos 1g se acepta que las tensiones no podrán ser idénticas a las del prototipo.

La única forma de reproducir simultáneamente similitud geométrica y de esfuerzos es incrementar la aceleración efectiva, como se hace en los modelos de centrifuga. Muir Wood muestra que, cuando se emplea una aceleración ng y se adopta una escala geométrica $1/n$ las tensiones en puntos geométricamente equivalentes del prototipo y del modelo centrifugado resultan idénticas, lo que permite reproducir adecuadamente comportamientos muy dependientes del nivel de esfuerzo. Sin embargo, esta estrategia no es aplicable en un modelo 1g de laboratorio como el de la presente investigación.

En consecuencia, en esta tesis se adopta la decisión consistente con las recomendaciones de modelado físico 1g de utilizar concreto con el mismo peso específico que en el prototipo y aceptar que las tensiones por peso propio en el modelo son aproximadamente

$$\sigma_m \approx \sigma_p/25$$

Esta aproximación permite conservar la similitud geométrica y de material, y resulta adecuada para el objetivo principal del estudio, que es analizar comparativamente los mecanismos de estabilidad global de diferentes configuraciones de muros de contención de gravedad (sin talón ni puntera, con puntera, con talón, con talón y puntera), más que reproducir de forma exacta el campo de tensiones de un muro a escala real.

3.5.3.4.2. Peso específico del concreto de los especímenes

Con el objetivo de estimar el peso propio de los modelos de muros de gravedad, se consideró necesario conocer de manera aproximada el peso específico del concreto a utilizar. No se planteó realizar un diseño de mezcla estructural detallado, dado que el objetivo principal de la tesis no es el estudio del comportamiento resistente del concreto, sino la estabilidad global del sistema muro–suelo. Por ello, se optó por un procedimiento experimental simplificado, orientado únicamente a obtener valores representativos de densidad o peso unitario del material.

Con la finalidad de explorar la influencia de la relación cemento: agregado en el peso específico del concreto, se seleccionó una familia de mezclas tipo mortero/concreto sencillo con relaciones en peso de:

1:1, 1:2, 1:3, 1:4, 1:5, 1:6, 1:7, 1:8, 1:10 y 1:12

Donde el primer término corresponde al cemento y el segundo término al agregado total (arena y grava considerados en conjunto). Este tipo de expresión 1:x es habitual en la práctica para definir mezclas volumétricas o gravimétricas de concreto sencillo cuando no se requiere un diseño estructural riguroso (Mehta & Monteiro, 2014; Neville & Brooks, 2010).

Para cada proporción 1:x se procedió de la siguiente forma:

- Se fijó una masa total objetivo de mezcla seca M_t por cada vasito de ensayo, seleccionada únicamente por conveniencia de manipulación en laboratorio.

- Dada la relación en peso 1:x, la fracción de cemento y la de agregado se obtienen a partir de:

$$M_c = \frac{1}{1+x} M_t$$

$$M_a = \frac{x}{1+x} M_t$$

Donde:

M_c : Masa del cemento

M_a : Masa del agregado

x : proporción de agregado utilizada en la mezcla

Este mismo procedimiento se siguió para todas las proporciones seleccionadas. No se realizó una caracterización detallada del agregado (granulometría, absorción, etc.), ya que el propósito de estas mezclas no fue producir un concreto estructural conforme a normas de diseño, sino obtener un rango de pesos específicos representativos de un concreto de peso normal fabricado con los materiales disponibles. La literatura sobre tecnología de concreto reconoce que, cuando el objetivo es únicamente estimar la densidad del material, pueden utilizarse mezclas simplificadas y moldes de pequeño volumen, siempre que la compactación sea razonablemente uniforme (Mehta & Monteiro, 2014; Neville & Brooks, 2010).

Las masas de cemento y agregado determinadas para cada proporción se pesaron utilizando una balanza de precisión en gramos, lo que permitió controlar la dosificación gravimétrica de forma adecuada. Esta práctica es consistente con las recomendaciones generales de dosificación de mezclas cuando el parámetro de interés es el peso unitario del concreto.

Figura 89

Pesaje del agregado y cemento para las proporciones de mezcla



Como molde se utilizaron vasos plásticos descartables, seleccionados por su geometría simple y reproducible. La forma cilíndrica de estos vasos permite conocer o medir fácilmente sus dimensiones internas y, por tanto, calcular el volumen del concreto vaciado. El uso de moldes pequeños es común en ensayos exploratorios de densidad, siempre que se garantice un llenado en capas y una compactación manual adecuada para reducir vacíos atrapados (Mehta & Monteiro, 2014).

El procedimiento seguido fue:

- Mezclado manual del cemento y el agregado seco hasta lograr una distribución homogénea.
- Adición de agua en cantidad suficiente para obtener una consistencia trabajable, manteniendo el mismo criterio de trabajabilidad para todas las mezclas, de forma que las diferencias de densidad se debieran principalmente a la relación cemento: agregado y no a variaciones extremas de agua.

- Llenado de los vasos en capas, con una ligera compactación manual (golpeteo y varillado) para reducir la presencia de poros grandes.
- Nivelación de la superficie superior del concreto.

Figura 90

Colocación y etiquetado de probetas de concreto con diferentes proporciones



Una vez llenados los moldes para todas las proporciones, se procedió al curado:

- Los vasos se mantuvieron sumergidos en agua durante 7 días, con el fin de reducir la pérdida rápida de humedad y favorecer el desarrollo inicial de la hidratación del cemento. Los textos de referencia indican que, aunque la resistencia mecánica continúa desarrollándose más allá de los 7 días, el mayor incremento relativo se produce en esta etapa inicial, y para el objetivo de este estudio (estimación de densidad), un curado de 7 días resulta suficiente (Mehta & Monteiro, 2014; Neville & Brooks, 2010).

Al octavo día se retiraron los vasos de agua, se procedió al desencofrado y se dejó escurrir el exceso de agua superficial de las probetas. Inmediatamente después, cada probeta se pesó

individualmente en la balanza, registrándose la masa húmeda a 7 días correspondiente a cada proporción de mezcla.

El volumen se calculó mediante un ensayo previo de calibración volumétrica (llenándolo con agua hasta la altura de vaciado y pesando el agua, asumiendo 1 g/cm³ a temperatura ambiente). El uso de calibración por agua es un método práctico y frecuente en laboratorio para determinar volúmenes de moldes irregulares o no normalizados, y es conceptualmente análogo al procedimiento de ASTM C29/C29M para determinar densidad y peso unitario de agregados a partir de contenedores calibrados.

Conocidas la masa M y el volumen V de cada probeta, se calculó el peso específico aparente del concreto (o densidad) como:

$$\gamma = \frac{M}{V}$$

Donde:

γ : Peso específico calculado de cada probeta

M : Masa de cada probeta

V : Volumen de cada probeta

Expresado en kg/m³. Este procedimiento es consistente con el principio básico de los métodos estandarizados para determinar la densidad del concreto fresco o endurecido, en los que el peso unitario se obtiene dividiendo la masa de una muestra por el volumen conocido del recipiente.

Finalmente, los valores de masa, volumen y peso específico obtenidos para cada una de las diez proporciones se organizaron en una hoja de cálculo, lo que permitió analizar la variación de la densidad del concreto en función de la relación cemento: agregado (Revisar Anexos).

Sobre esta base se seleccionó una proporción representativa (1:12), cuyo peso específico experimental (γ) alcanzó $2456\ kgf/m^3$, se adoptó como peso específico del concreto de los especímenes de muro empleados en el modelo físico. Este valor se encuentra dentro del intervalo reportado para concretos de peso normal (aproximadamente 2240 a 2480 kg/m3) para concreto normal (Holm & Ries, 2007).

3.5.3.4.3. Proceso constructivo de los especímenes

Una vez definido el peso específico del concreto a emplear en los modelos físicos y fijadas las dimensiones geométricas a escala 1:25 para cada tipología de muro, se procedió a la fabricación de los cuatro especímenes de muro de gravedad:

(i) muro sin puntera ni talón,

(ii) muro con puntera,

(iii) muro con talón,

(iv) muro con puntera y talón.

A) Conformación de los moldes (encofrados)

En primer lugar, se elaboraron los moldes de madera que servirían como encofrado para el vaciado de los muros. Para ello:

- Se cortó triplay (tablero contrachapado) con el contorno de cada uno de los muros, de acuerdo con las dimensiones definidas en el diseño a escala. Estas piezas de triplay conformaron las tapas laterales de los encofrados, reproduciendo la silueta del paramento aguas arriba y aguas abajo de cada tipología de muro.
- Las tapas longitudinales (caras externas en sentido del espesor del muro) se confeccionaron con tablero fenólico, material que ofrece mayor rigidez y resistencia al contacto con el concreto fresco, reduciendo deformaciones y filtraciones durante el vaciado.

Figura 91

Tapas laterales y longitudinales de los encofrados de los muros



La unión del triplay recortado con los tableros fenólicos dio lugar a moldes cerrados que reproducían fielmente la geometría tridimensional de cada muro, manteniendo la misma altura y longitud para los cuatro especímenes y variando únicamente la forma de la sección.

Figura 92

Encofrados para los muros modelo



B) Preparación de la mezcla de concreto

Para la confección de los cuatro especímenes se utilizó la mezcla de concreto con proporción 1:12 (cemento: agregado) previamente seleccionada a partir de los ensayos de densidad. Esta dosificación arrojó un peso específico experimental (γ) aproximado de $2456\ kgf/m^3$, valor ubicado dentro del rango reportado para concretos de peso normal.

El procedimiento general fue el siguiente:

- Dosificación en peso del cemento y el agregado total (arena + grava) según la relación 1:12, utilizando una balanza de precisión.
- Mezclado en seco hasta lograr una distribución homogénea del cemento en el agregado.
- Adición gradual de agua hasta alcanzar una consistencia trabajable, suficiente para permitir el llenado de los moldes sin segregación excesiva y con buena compactabilidad. Se procuró mantener un criterio de consistencia similar entre los distintos vaciados, de manera que no se introdujeran diferencias significativas de porosidad entre especímenes.

Figura 93

Mezclado de concreto para los muros modelo



C) Vaciado en capas y compactación

El concreto se colocó en los moldes en capas de aproximadamente 4 cm de espesor. Para cada capa se siguió el procedimiento:

- Vertido del concreto fresco en el interior del encofrado.
- Compactación mediante chuseo (varillado manual) y golpes laterales sobre las paredes del molde, con el propósito de:
    - favorecer la salida del aire atrapado,
    - reducir vacíos internos,
    - lograr una masa lo más uniforme posible en toda la sección.

Este tipo de compactación manual es análogo al varillado especificado en normas de preparación de probetas de concreto, adaptado a la escala de los modelos. En la literatura se destaca que una compactación adecuada es esencial para minimizar la porosidad y variaciones locales de densidad, lo que contribuye a obtener un peso específico más uniforme a lo largo del elemento (Mehta & Monteiro, 2014; Neville & Brooks, 2010).

Figura 94

Vaciado de concreto en encofrado de muros modelo



El procedimiento de vaciado y compactación en capas se repitió sucesivamente hasta alcanzar la altura total de cada muro, asegurando que las cuatro tipologías se fabricaran bajo las mismas condiciones de colocación del concreto. Finalmente, en la parte superior de cada espécimen se realizó un acabado de la corona, enrasando y alisando la superficie para facilitar la posterior colocación de cargas en los ensayos de bandeja.

D) Desencofrado y curado de los especímenes

Una vez completado el vaciado, los especímenes permanecieron en sus moldes durante aproximadamente 24 horas, tiempo suficiente para que el concreto alcanzara una resistencia inicial que permitiera el desencofrado sin daño. Transcurrido este periodo, se procedió al desencofrado cuidadoso de cada muro, retirando las piezas de triplay y tablero fenólico.

Figura 95

Desencofrado de muros modelo



A continuación, los cuatro especímenes se sometieron a un curado húmedo por inmersión en agua durante 28 días. Este régimen de curado se adoptó en concordancia con las recomendaciones de la tecnología del concreto, donde se reconoce que la resistencia y las propiedades físicas continúan desarrollándose con el tiempo, siendo los 28 días el plazo de

referencia habitual para el comportamiento mecánico del concreto (Mehta & Monteiro, 2014; Neville & Brooks, 2010). El curado bajo agua reduce la evaporación prematura, favorece la hidratación del cemento y contribuye a una microestructura más densa y homogénea.

Al día 29, tras completar el periodo de curado, los especímenes se retiraron del agua, se limpiaron superficialmente y se dejaron en condiciones de laboratorio para su uso en los ensayos de bandeja, constituyendo los modelos físicos de muros de gravedad que se emplearían en la investigación.

Figura 96

Muros modelo



3.5.4. Sistema de aplicación de la sobrecarga

3.5.4.1. Objetivo del sistema de carga

El sistema de aplicación de carga tuvo por finalidad generar, de forma controlada y reproducible, estados de solicitación capaces de movilizar la falla global del conjunto muro–suelo, manteniendo la compatibilidad con el modelo físico 1g y con los parámetros adimensionales. En particular, se buscó:

- Imponer una sobrecarga en la superficie del relleno que pudiera expresarse mediante la sobrecarga q y el parámetro de solicitación $\pi_q = q/(\gamma_s H_m)$

- Permitir una variación incremental de la carga para observar la evolución de los desplazamientos, asentamientos y rotaciones del muro
- Disponer de un dispositivo geométricamente compatible con las dimensiones de la caja de ensayos y de los especímenes, evitando interferencias con las paredes, la tapa superior y la instrumentación.

Sobre muros de contención y estructuras de suelo se reconoce que las sobrecargas superficiales, ya sean uniformes o rectangulares, constituyen acciones decisivas en la estabilidad y deformabilidad de estas estructuras, y suelen representarse mediante cargas distribuidas aplicadas sobre placas rígidas o cimentaciones rectangulares situadas en la superficie del relleno. El sistema adoptado en esta tesis se inscribe en este enfoque, priorizando la observación experimental directa de los mecanismos de deformación bajo diferentes niveles de sobrecarga y la comparación adimensional del desempeño de las cuatro geometrías de muro ensayadas.

3.5.4.2. Ensayos preliminares y selección del esquema definitivo de carga

3.5.4.2.1. Ensayos exploratorios con sobrecarga

En una primera etapa se ensayó un esquema de sobrecarga uniformemente distribuida sobre toda la superficie del trasdós mediante una placa rígida $0.30\ m \times 0.39\ m$, apoyada sobre el relleno y centrada respecto al eje longitudinal del muro. El procedimiento general consistió en:

- Conformar el relleno de suelo cohesivo según el método de apisonado húmedo descrito en los anexos de protocolos experimentales respecto a la colocación de suelo cohesivo.
- Colocar el muro modelo sin puntera ni talón en la posición definida en la caja conforme a los anexos de protocolos experimentales respecto a la colocación de muros.
- Montar los sensores de desplazamiento y rotación conforme a los anexos de protocolos experimentales respecto a la colocación de sensores.

- Aplicar masas crecientes sobre la placa conforme a los anexos de protocolos experimentales, hasta alcanzar un total aproximado de 110 kg, manteniendo en cada nivel un tiempo de observación suficiente para registrar la deformación estabilizada.

En estas condiciones, no se observó falla global del sistema, lo que indicó que, en la escala adoptada y con la geometría presuntamente más desfavorable (muro sin puntera ni talón), la sobrecarga uniformemente distribuida sobre toda la superficie del trasdós no resultaba crítica.

Figura 97

Sobrecarga distribuida en suelo Cohesivo para Muro sin puntera ni talón



Nota. En esta prueba piloto se aprecia que no se generó falla en la combinación de muro sin puntera ni talón, suelo cohesivo y sobrecarga uniformemente distribuida

Con el fin de descartar que la ausencia de falla se debiera a efectos de sobrecompactación del suelo cohesivo, se repitió el ensayo utilizando un relleno granular preparado mediante el método de lluvia de arena, conforme al protocolo de colocación de suelo granular, manteniendo la misma placa de carga uniformemente distribuida y la misma geometría de muro. Se alcanzó una masa máxima de aproximadamente 110 kg sobre la placa, sin que se movilizara tampoco un

mecanismo claro de falla global. Este resultado reforzó la conclusión de que la sobrecarga uniformemente distribuida sobre toda la longitud de la base no era suficiente para provocar el colapso del sistema dentro del rango de carga disponible.

Figura 98

Sobrecarga distribuida en suelo Granular para Muro sin puntera ni talón



Nota. En esta prueba piloto se aprecia que no se generó falla en la combinación de muro sin puntera ni talón, suelo granular y sobrecarga uniformemente distribuida

3.5.4.2.2. Ensayos exploratorios con sobrecarga rectangular

Ante la limitada severidad del caso de carga uniformemente distribuida, se replanteó el sistema de carga buscando una configuración más concentrada y físicamente representativa, optándose por una sobrecarga rectangular mediante una placa de $0.10\ \text{m} \times 0.39\ \text{m}$ situada a 1 cm detrás de la corona del muro. Este tipo de carga es coherente con el tratamiento de sobrecargas rectangulares próximas a muros en la teoría clásica de presión de tierras y refleja situaciones reales de cimentaciones corridas, bordes de losas o carriles de tráfico próximos al muro.

Como criterio conservador, esta prueba piloto con sobrecarga rectangular se realizó sobre la geometría de muro teóricamente más estable, es decir, el muro con puntera y talón, combinado

con relleno granular preparado por lluvia de arena conforme al protocolo de colocación de suelo granular. El muro se colocó y se instrumentó según el protocolo de colocación de muro y de colocación de sensores, respectivamente. A partir de una secuencia de incrementos de masa sobre el rectángulo según el protocolo de colocación de sobrecargas, se observó que, para un cierto nivel de carga, el sistema desarrollaba un mecanismo claro de falla, caracterizado por:

- desplazamientos horizontales crecientes,
- asentamientos en la base, y
- una rotación apreciable del muro registrada por el sensor.

El hecho de que la falla se movilizara incluso en la configuración de muro más robusta y con relleno granular evidenció que la sobrecarga rectangular a 1 cm del muro constituía un caso de solicitación suficientemente severo para los fines de la investigación.

A continuación, se repitió el ensayo con la misma configuración de rectángulo de carga y el mismo muro con putera y talón, pero utilizando un relleno cohesivo preparado según las consideraciones específicas establecidas en el protocolo de colocación de suelo cohesivo. Bajo este esquema de carga, el sistema también alcanzó la falla, si bien con una cinemática y un nivel de deformaciones distintas a las observadas en el caso granular, se confirmó la robustez del esquema rectangular para inducir el colapso en ambas condiciones de suelo.

En síntesis, los ensayos preliminares permitieron concluir que:

- la sobrecarga uniformemente distribuida con una placa de 0.30 × 0.39 m a 1 cm de la corona del muro y sobre toda la superficie del trasdós no generaba estados críticos dentro del rango de masas disponible,
- la sobrecarga rectangular de 0.10 × 0.39 m a 1 cm de la corona del muro sí movilizaba la falla global tanto en rellenos granulares como cohesivos,

- por tanto, este último esquema se adoptó como sistema de carga definitivo para la campaña experimental, a partir del cual se cuantificarían los parámetros de solicitación y los parámetros de respuesta adimensionales definidos previamente.

3.5.4.3. Configuración geométrica del rectángulo de carga en el modelo

Tras la fase de ensayos preliminares, se adoptó como esquema definitivo de carga una sobrecarga rectangular aplicada mediante una placa rígida rectangular apoyada sobre la superficie del relleno, paralela al paramento del muro y situada a una distancia fija de la corona.

En el modelo físico, la placa de carga presenta:

- dimensiones en planta de $0.10\ \text{m} \times 0.39\ \text{m}$,
- espesor suficiente para garantizar un comportamiento prácticamente rígido frente a la deformación del suelo por lo que se adoptó un par de maderas de espesor 2 cm cada una haciendo un total de 4 cm de espesor
- posición tal que el borde más próximo de la placa se ubica a 1 cm detrás de la corona del muro.
    - Considerando la escala geométrica 1:25 estas dimensiones corresponden en el prototipo a:
- un ancho rectangular de 2.50 m,
- una longitud de 9.75 m (comparable a una cimentación corrida o un rectángulo de carga de calzada o losa), y
- una distancia de 25 cm entre el borde de la sobrecarga y el trasdós del muro.

Este esquema de presión de tierras se modela como una sobrecarga rectangular, con distribuciones de tensiones que pueden estimarse a partir de soluciones de Boussinesq y métodos derivados. La elección de un rectángulo relativamente angosto y cercano al muro obedece al propósito de movilizar un bulbo de tensiones más concentrado, lo que incrementa la demanda sobre

el sistema y facilita la observación de la transición hacia la falla global dentro del rango de masas disponible en laboratorio.

3.5.4.4. Determinación experimental de la sobrecarga aplicada

La cuantificación de la sobrecarga aplicada sobre el rectángulo de carga se realizó a partir del pesaje directo de los elementos utilizados como peso muerto (mayólicas, pesas y bolsas de arena húmeda) y del área efectiva de la placa. En coherencia con el sistema de unidades empleado en la caracterización de suelos, se trabajó con:

- peso específico del suelo γ_s en kg/m^3
- Sobrecarga q en kg/m^2

3.5.4.4.1. Registro de masas y pesos equivalentes

Para cada incremento de carga se colocaron uno o varios elementos de peso sobre la placa de carga, previamente cada peso fue registrado en una balanza electrónica

La masa total acumulada "M_i" (en kg) correspondiente al nivel de carga i. Estos valores se recopilaron posteriormente (Ver anexos).

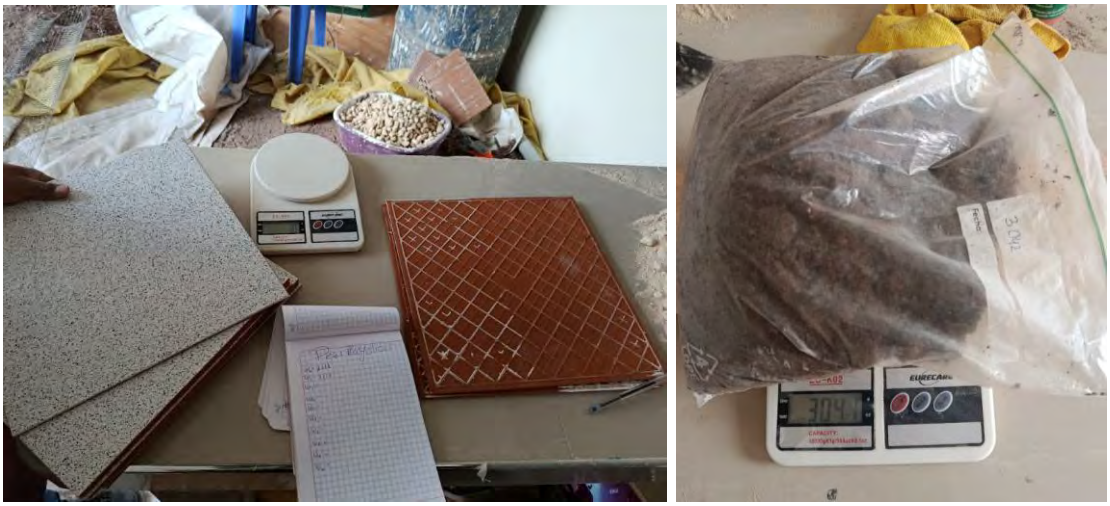
En el sistema adoptado, se asume la equivalencia numérica entre el valor de la masa en kg y el "peso" en kgf (kilogramo-fuerza), por lo que:

- Los valores "M_i" se emplean directamente para calcular la sobrecarga en kgf/m^2
- Sin necesidad de introducir explícitamente el factor de gravedad "g" en la notación, ya que este actúa de forma coherente tanto en el peso específico del suelo como en la sobrecarga aplicada.

Esta convención es aceptable siempre que se utilicen de manera consistente unidades de tipo kg, kg/m³ y kg/m² en todo el análisis, tal como se hace en la presente investigación

Figura 99

Registro de pesos de las losas y bolsas de arena



3.5.4.4.2. Cálculo de la sobrecarga media

La sobrecarga media aplicada al relleno en cada nivel de carga se calculó dividiendo la masa (o "peso") total P_i entre el área efectiva de la placa de carga A:

$$q_i = \frac{P_i}{A}$$

Donde:

q_i : es la sobrecarga media aplicada en el nivel i (kgf/m^2)

P_i : es la masa total colocada sobre la placa (kgf)

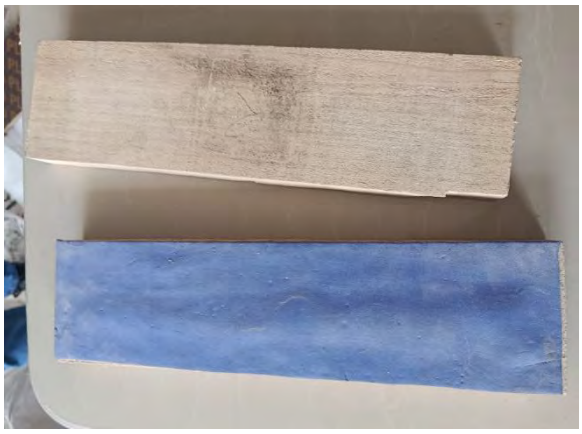
A : es el área en planta de la placa de carga (m²).

En el modelo, la placa tiene dimensiones de $0.10\ m \times 0.39\ m$ por lo que:

$$A = 0.10\ m \times 0.39\ m = 0.039\ m^2$$

Figura 100

Maderas rígidas de 0.1m x 0.39m



Nota. Estas maderas fueron utilizadas para simular la sobrecarga.

Por lo tanto:

$$q_i = \frac{M_i}{0.039}\ [kg/m^2]$$

La secuencia de valores $q_1, q_2, q_3, \dots, q_n$ se presenta en ANEXOS, asociando cada valor de q_i con su masa correspondiente M_i y con el nivel de caga del ensayo

3.5.4.4.3. Obtención del parámetro de solicitación π_q

Para cada nivel de carga se calculó el parámetro adimensional de solicitación:

$$\pi_{q,i} = \frac{q_i}{\gamma_s H_m}$$

Donde:

q_i : es la sobrecarga media aplicada (kg/m²)

γ_s : es el peso específico del suelo de relleno (kg/m³)

H_m : es la altura del muro modelo (m)

Dimensionalmente:

$$\frac{[kg/m^2]}{[kg/m^3]\cdot[m]} = \frac{[kg/m^2]}{[kg/m^2]} = 1$$

Por lo que $\pi_{q,i}$ es estrictamente adimensional. El factor de gravedad g, aunque físicamente presente en la relación entre masa y peso, se cancela implícitamente al utilizar el mismo tipo de unidades (kg, kg/m³, kg/m²) tanto para la sobrecarga como para el peso específico del suelo, de forma coherente con el sistema adoptado.

La secuencia de valores $\pi_{q,1}, \pi_{q,2}, \pi_{q,3}, \dots, \pi_{q,i}$ constituye la base para relacionar la solicitación aplicada con los parámetros de respuesta adimensionales $\pi_{S_1}, \pi_{S_{2,3}}, \pi_\theta$ en el análisis posterior.

3.5.4.5. Colocación de carga en suelo cohesivo

Considerando que el suelo cohesivo actúa con un comportamiento de asentamiento inmediato, pero también con un asentamiento de consolidación, se tuvo que realizar un análisis de consolidación para definir el tiempo que debe mantenerse cada incremento de carga.

Primeramente, se calculó el valor del coeficiente de consolidación (c_v). Para ello, considerando que el valor obtenido del límite líquido del suelo cohesivo fue de 25.37%, se pudo utilizar la siguiente correlación:

$$c_v = 4258(LL^{-1.75})$$

$$c_v = 4258((25.37)^{-1.75})$$

$$c_v = 14.847\,\frac{m^2}{año}$$

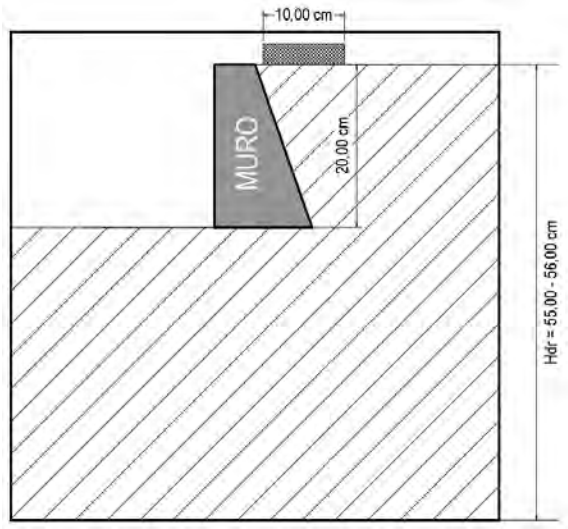
$$c_v = 4.708 * 10^{-7}\,\frac{m^2}{s}$$

Se puede verificar que el valor de "c_v" esta dentro de los valores de 0.30 – 30 m^2/año, recomendados por Terzagui para arcillas (Terzaghi et al., 1996).

Posteriormente, se calculó el valor de la longitud de drenaje (H_{dr}) para los ensayos a escala realizados. Para ello, se evaluó el siguiente diagrama, cuyas dimensiones son extraídas de las consideraciones de las dimensiones de la caja de ensayos analizada en secciones previas:

Figura 101

Altura de drenaje



Dado que la base de la caja era rígida e impermeable, el drenaje del agua intersticial se produciría únicamente hacia la superficie libre superior; por ello, la longitud de drenaje (H_{dr}) se consideró igual al espesor total del relleno cohesivo, es decir, entre 55 y 56 cm.

Posteriormente, despejamos la ecuación del factor tiempo (T_v), para poder calcular el tiempo de consolidación (t):

$$T_v = \frac{c_v t}{H_{dr}^2} \rightarrow t = \frac{T_v(H_{dr}^2)}{c_v}$$

Obtenido el valor del coeficiente de consolidación (c_v) y considerando el valor más crítico de la longitud de drenaje (H_{dr}), es decir 56 cm; se procedió a calcular el valor del tiempo de consolidación considerando diferentes valores del factor tiempo (T_v), y, por lo tanto, diferentes valores del grado de consolidación promedio (U):

Tabla 52

Cálculo del tiempo de carga en suelo cohesivo

U (%)	Tv	$cv\ (m^2/s)$	$H_{dr}\ (m)$	t (s)	t (minutos)
1	0.00008	$4.708x10^{-7}$	0.56	53.288	0.888
2	0.0003	$4.708x10^{-7}$	0.56	199.829	3.330
3	0.00071	$4.708x10^{-7}$	0.56	472.929	7.882
4	0.00126	$4.708x10^{-7}$	0.56	839.283	13.988

Del análisis de la tabla, se observó que un intervalo de 3 minutos entre incrementos de carga conduce a un grado de consolidación promedio del orden de $U \approx 2\%$ para el estrato cohesivo considerado. Por tanto, cada escalón de carga se aplica bajo condiciones de corto plazo, con una disipación de presión de poros muy limitada y un comportamiento del suelo prácticamente no drenado.

3.5.4.6. Colocación de carga en suelo granular

En los ensayos realizados con suelo granular, cada incremento de sobrecarga aplicado sobre el trasdós del muro se mantuvo durante 1 minuto antes de registrar las lecturas y aplicar el siguiente escalón. En suelos granulares de alta permeabilidad, el incremento de sobrecarga se transmite prácticamente de forma inmediata, de modo que el asiento relevante es el asentamiento inmediato, y la consolidación primaria asociada a disipación de presiones de poros resulta despreciable frente a dicha respuesta inicial.

Bajo este comportamiento, no es necesario esperar tiempos prolongados entre incrementos de carga para permitir procesos lentos de consolidación, como ocurre en suelos cohesivos. Sin embargo, se adoptó un intervalo mínimo de 1 minuto por escalón con tres propósitos:

(i) permitir que la mayor parte de la deformación inmediata asociada al reacomodo de partículas se desarrolle durante y justo después de la aplicación de la sobrecarga;

(ii) asegurar la estabilización de los dispositivos de medición (sensores de desplazamiento, estructura de reacción y placa de carga) luego de cada incremento, minimizando efectos transitorios mecánicos; y

(iii) mantener una duración total de cada corrida experimental operativamente razonable, sin introducir tiempos de espera adicionales que no aportan información relevante en un material donde el comportamiento es esencialmente drenado y de respuesta rápida.

En este contexto, el intervalo de 1 minuto se considera suficiente para registrar la respuesta casi inmediata del suelo granular frente a cada incremento de sobrecarga.

3.5.5. Sistema de medición e instrumentación

3.5.5.1. Objetivos de la instrumentación y variables de respuesta

La instrumentación del modelo físico se diseñó con el propósito de registrar la cinemática global del sistema muro–suelo durante la aplicación incremental de la sobrecarga, de forma que los resultados pudieran expresarse mediante los parámetros y grupos adimensionales definidos en el apartado 3.5.1

En particular, se buscó medir de manera continua y automática:

- el desplazamiento horizontal característico del muro S_2, S_3
- el asentamiento vertical característico en la base del muro S_1
- la rotación global del muro θ

que constituyen las variables de respuesta básicas del sistema muro–suelo.

Estas magnitudes se utilizan posteriormente para construir los grupos adimensionales de respuesta $\pi_{s1}, \pi_{s2,s3}, \pi_\theta$ donde los desplazamientos se normalizan respecto a la altura del muro H_m a fin de comparar directamente el desempeño de las distintas geometrías de muro bajo niveles equivalentes de demanda.

En términos operativos:

- El asentamiento vertical característico S_1 se obtiene a partir de las variaciones de distancia registradas por el sensor S_1 (VL53L0X). Este sensor capta la bajada del muro inmediato debida a la deformación conjunta muro–suelo.
- El desplazamiento horizontal característico S_2, S_3 se determina a partir de las lecturas de los sensores S2 y S3 (VL53L0X), situados en la cara lateral opaca de la caja, apuntando hacia la pantalla del muro. Se adopta como $S_{2,3}$ el desplazamiento medido en la zona superior del muro (S3), donde se concentran las mayores deformaciones laterales; el sensor S2, situado a una cota inferior, se emplea como punto de control adicional para distinguir entre mecanismos dominados por traslación y por rotación.
- La rotación global θ se calcula a partir de las mediciones del sensor inercial MPU montado a la mitad de la pantalla del muro, lo que proporciona un registro representativo del giro del bloque rígido.

Con este conjunto mínimo de mediciones se puede reconstruir la forma global del movimiento (traslación, giro, asentamiento) y evaluar el desempeño relativo de cada tipología de muro frente a la sobrecarga aplicada.

Figura 102

Sensores VL53L0X, MPU-6050, Placa Arduino, protoboard y cables



3.5.5.2. Sensores de distancia VL53L0X

Para la medición de desplazamientos se emplearon tres sensores de distancia VL53L0X, uno para asentamientos verticales (S1) y dos para desplazamientos horizontales (S2 y S3). El VL53L0X es un sensor de tiempo de vuelo (Time-of-Flight, ToF) basado en un láser infrarrojo de 940 nm, capaz de medir distancias absolutas típicamente entre 30mm y 2m, con resolución del orden de 1 mm, mediante un interfaz digital I^2C.

Estas prestaciones son ampliamente suficientes para el rango de distancias involucrado en el modelo (del orden de decenas de centímetros), lo que permite trabajar con incrementos de deformación pequeños y detectar la evolución progresiva hacia la falla.

3.5.5.2.1. Principio de funcionamiento y especificaciones

El VL53L0X emite pulsos de luz infrarroja hacia la superficie objetivo y mide el tiempo de ida y vuelta de los fotones reflejados; a partir de este tiempo de vuelo calcula la distancia con independencia relativa del color y textura del objetivo, a diferencia de sensores basados únicamente en intensidad.

Entre las características relevantes para la presente investigación se destacan:

- rango típico de medida entre ~30 mm y 2 m,
- resolución del orden de 1 mm,
- salida digital a través de bus I²C, compatible con microcontroladores tipo Arduino, y
- tamaño compacto, lo que facilita su montaje en la caja de ensayos sin interferir con el mecanismo de falla.

Estas especificaciones garantizan que los errores instrumentales se mantengan muy por debajo de las deformaciones objetivo (del orden de milímetros a centímetros), lo que hace viable el análisis de los grupos adimensionales de desplazamiento.

3.5.5.2.2. Disposición geométrica

La disposición de los tres sensores se definió para captar la cinemática esencial del muro con el mínimo número de dispositivos:

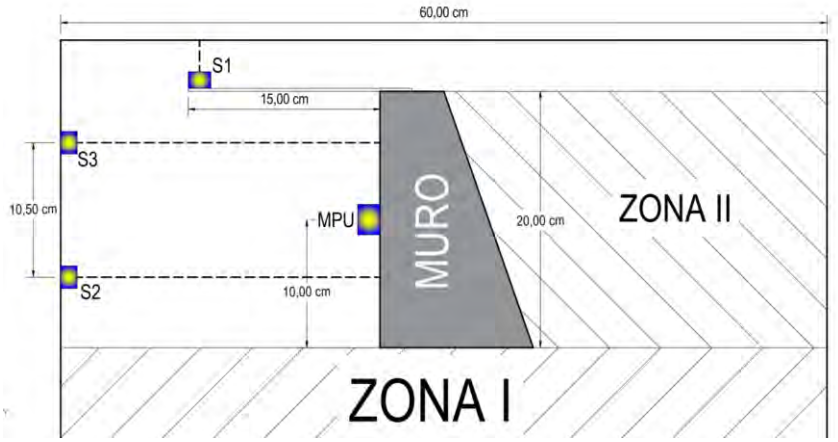
- **Sensor S1 (asentamiento vertical):** Se montó sobre un soporte que se encuentra a la misma altura de la corona del muro, pero a una distancia aproximada de 15 cm la cual mandara sus haces de luz a una tapa de fenólico situada en la parte superior de la caja, de forma que el haz láser apunte hacia un punto rígido. La diferencia entre la distancia inicial y la distancia en cada instante proporciona directamente el asentamiento vertical relativo.
- **Sensores S2 y S3 (desplazamiento horizontal):** En una de las caras opacas de fenólico se practicaron dos ventanas rectangulares de 1×2 cm para alojar los sensores S2 y S3 a dos cotas diferentes, aproximadamente alineadas con la zona baja y superior del muro. Los sensores se orientan perpendicularmente a la pantalla del muro, de modo que la distancia medida corresponde al espacio libre entre la cara interna del panel fenólico y la pantalla del muro. La reducción de esta distancia a lo

largo del tiempo representa el acercamiento del muro hacia la cara frontal de la caja, es decir, su desplazamiento horizontal.

En el esquema general de la instrumentación se aprecia en la siguiente figura, “S2” se ubica justo por encima del suelo inferior y “S3” a una cota mayor, cercana a la corona, lo que permite registrar dos niveles de desplazamiento y, por comparación, inferir la forma del movimiento (traslación casi rígida vs. rotación predominante).

Figura 103

Posición en planos de la colocación de los sensores S1, S2, S3 y MPU



3.5.5.2.3. Calibración, resolución y verificación de lecturas

Previo al inicio de la campaña experimental se efectuó una calibración básica de los sensores VL53L0X:

- Se verificó la respuesta del sensor frente a distancias conocidas mediante un patrón rígido, comprobando que la desviación máxima se mantuviera dentro del orden de ±1 mm para el rango de interés, consistente con las especificaciones del fabricante.

- Se fijaron los sensores en su posición definitiva, y se registraron las lecturas iniciales (t = 0) con el muro y el relleno ya conformados, pero sin aplicación de sobrecarga, adoptando estas lecturas como referencia de cero desplazamientos.
- Durante las primeras pruebas piloto se contrastaron las lecturas de los sensores con mediciones manuales puntuales (regla) en la corona y la pantalla visible, confirmando la consistencia entre ambos métodos dentro del margen de error esperado.

Con este esquema, los cambios en las lecturas de S1, S2 y S3 en función del tiempo se pueden interpretar directamente como asentamientos y desplazamientos horizontales en milímetros, que luego se convierten en valores adimensionales dividiéndolos por la altura del muro modelo H_m.

3.5.5.3. Sensor inercial MPU-6050

Para registrar la rotación global del muro se utilizó un sensor inercial tipo MPU-6050, montado directamente sobre la pantalla del muro modelo. El MPU-6050 es un dispositivo de seguimiento de movimiento de 6 ejes, que integra en un mismo chip un acelerómetro triaxial y un giróscopo triaxial, junto con un procesador digital interno (Digital Motion Processor, DMP) y comunicación digital mediante bus I²C. Esta combinación permite medir simultáneamente aceleraciones lineales y velocidades angulares en los ejes X, Y y Z, a partir de las cuales pueden obtenerse ángulos de orientación tipo “Roll”, “Pitch” y “Yaw”.

En esta investigación el módulo MPU-6050 se fijó a la pantalla del muro de forma que su plano de referencia coincidiera con el plano del muro. El sensor se colocó a 10 cm medidos desde la corona del muro, es decir, aproximadamente en la mitad de la altura de los especímenes modelo, y a aproximadamente 8cm de un costado del muro a lo largo de la longitud del muro. Esta ubicación proporciona un compromiso adecuado entre:

- representar la rotación global del bloque de muro, y

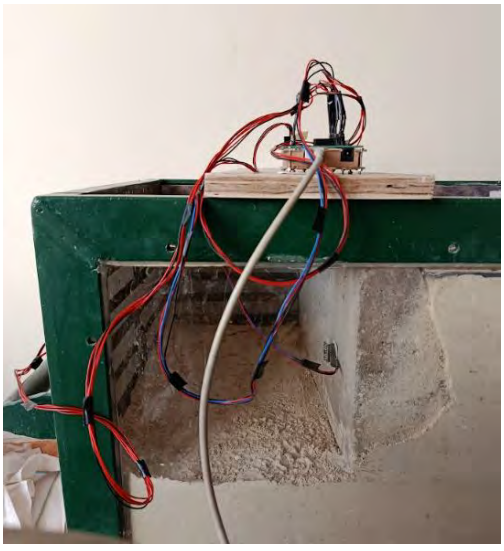
- minimizar la influencia de deformaciones locales o vibraciones en la lectura.

El MPU-6050 se conectó al Arduino a través del bus I²C (líneas SDA y SCL), y el microcontrolador calculó en tiempo real los ángulos de orientación asociados a los ejes del sensor, que se registraron en la hoja de cálculo con las etiquetas Pitch, Roll y Yaw (en grados). Para el análisis del comportamiento en el plano del ensayo se seleccionó el ángulo de rotación asociado al eje perpendicular al plano del muro (registrado en la columna Roll) el cual se interpreta como rotación global del muro (θ). En el post-proceso estos valores angulares se convierten a radianes y se utilizan para construir el parámetro adimensional "π_θ" con valores de los ángulos θ en radianes.

Antes de cada campaña de ensayos se realizó una puesta a cero del sensor, registrando la lectura angular con el muro en posición vertical, sin carga, como referencia. Durante las pruebas piloto se verificó que las variaciones de θ registradas por el MPU-6050 eran coherentes con las deformaciones observadas visualmente y con los desplazamientos horizontales medidos por S2 y S3, confirmando su idoneidad para describir la cinemática de giro del muro.

Figura 104

Colocación de los sensores S1, S2, S3 y MPU-6050



3.5.5.4. Sistema de adquisición y registro de datos

El conjunto de sensores VL53L0X (S1, S2 y S3) y el MPU-6050 se integró en un sistema de adquisición de datos de bajo coste basado en una placa Arduino y el complemento PLX-DAQ para Microsoft Excel.

3.5.5.4.1. Placa Arduino y lectura de sensores

Todos los sensores se conectaron a una placa Arduino, que cumple las funciones de:

- Alimentar eléctricamente los módulos VL53L0X y el MPU-6050;
- leer periódicamente, mediante comunicaciones I²C, las distancias medidas por S1, S2 y S3 (en mm) y los ángulos del MPU-6050 (Pitch, Roll, Yaw, en grados);
- formatear estas lecturas en una línea de texto con estructura de columnas; y
- enviar la línea de datos al ordenador a través del puerto serie USB.

La frecuencia de muestreo se fijó aproximadamente en 1 Hz (una muestra por segundo), suficiente para capturar la evolución cuasiestática de los desplazamientos y rotaciones durante los incrementos de sobrecarga. Cada muestra incluye además un contador de tiempo o marca de registro para facilitar la sincronización con los eventos de carga.

3.5.5.4.2. Registro en Excel mediante PLX-DAQ

En el ordenador se utilizó el complemento PLX-DAQ (Parallax Data Acquisition tool), que es una extensión para Microsoft Excel diseñada para recibir datos enviados por microcontroladores a través del puerto serie y volcarlos directamente en una hoja de cálculo, permitiendo registrar hasta 26 columnas en tiempo real. En la configuración adoptada:

- PLX-DAQ se ejecuta como una ventana asociada al libro de Excel;
- se selecciona el puerto serie y la velocidad de comunicación correspondiente al Arduino;
- al establecer la conexión, cada línea de datos enviada por el Arduino se inserta como una nueva fila en la hoja activa.

La estructura típica de columnas utilizada en los ensayos fue:

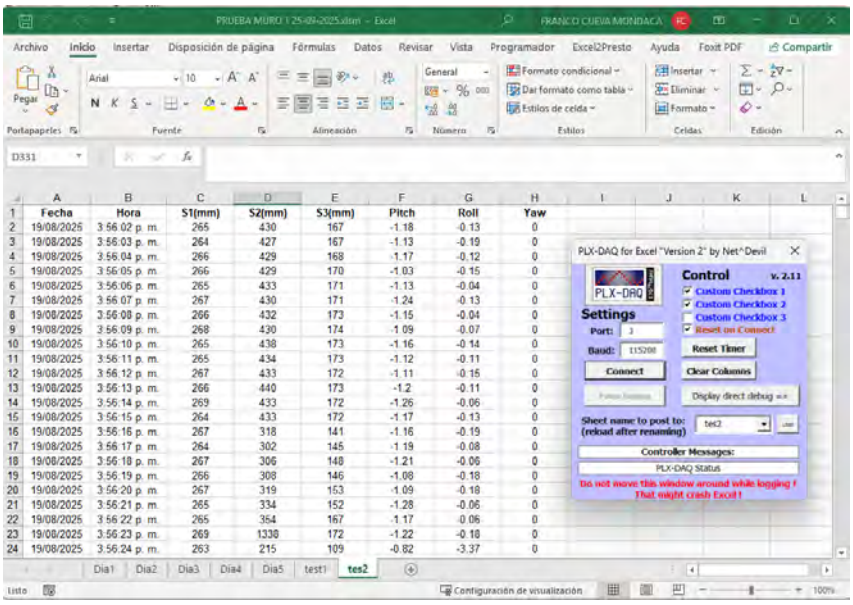
- A: Fecha
- B: Hora
- C: S1 (mm) – asentamiento vertical en corona/placa
- D: S2 (mm) – desplazamiento horizontal en cota inferior del muro
- E: S3 (mm) – desplazamiento horizontal en cota alta del muro
- F: Pitch (°)
- G: Roll (°)
- H: Yaw (°)

De este modo, cada segundo se genera una fila con el estado completo del sistema (tiempo, desplazamientos y orientación del muro).

Esta arquitectura basada en Arduino + PLX-DAQ proporciona un sistema de adquisición simple, reproducible y económica, adecuado para experimentos de laboratorio donde se requiere sincronizar lecturas de múltiples sensores y disponer de un registro completo en una hoja de cálculo para su análisis posterior.

Figura 105

Interfase del complemento PLX-DAQ en Excel



	Fecha	Hora	S1(mm)	S2(mm)	S3(mm)	Pitch	Roll	Yaw
2	19/08/2025	3:56:02 p. m.	265	430	167	-1.18	-0.13	0
3	19/08/2025	3:56:03 p. m.	264	427	167	-1.13	-0.19	0
4	19/08/2025	3:56:04 p. m.	266	429	168	-1.17	-0.12	0
5	19/08/2025	3:56:05 p. m.	266	429	170	-1.03	-0.15	0
6	19/08/2025	3:56:06 p. m.	265	433	171	-1.13	-0.04	0
7	19/08/2025	3:56:07 p. m.	267	430	171	-1.24	-0.13	0
8	19/08/2025	3:56:08 p. m.	266	432	173	-1.15	-0.04	0
9	19/08/2025	3:56:09 p. m.	268	430	174	-1.09	-0.07	0
10	19/08/2025	3:56:10 p. m.	265	438	173	-1.16	-0.14	0
11	19/08/2025	3:56:11 p. m.	265	434	173	-1.12	-0.11	0
12	19/08/2025	3:56:12 p. m.	267	433	172	-1.11	-0.15	0
13	19/08/2025	3:56:13 p. m.	266	440	173	-1.2	-0.11	0
14	19/08/2025	3:56:14 p. m.	269	433	172	-1.26	-0.06	0
15	19/08/2025	3:56:15 p. m.	264	433	172	-1.17	-0.13	0
16	19/08/2025	3:56:16 p. m.	267	318	141	-1.16	-0.19	0
17	19/08/2025	3:56:17 p. m.	264	302	145	-1.19	-0.08	0
18	19/08/2025	3:56:18 p. m.	267	306	148	-1.21	-0.06	0
19	19/08/2025	3:56:19 p. m.	266	308	146	-1.08	-0.18	0
20	19/08/2025	3:56:20 p. m.	267	319	153	-1.09	-0.18	0
21	19/08/2025	3:56:21 p. m.	265	334	152	-1.28	-0.06	0
22	19/08/2025	3:56:22 p. m.	265	364	167	-1.17	-0.06	0
23	19/08/2025	3:56:23 p. m.	269	1338	172	-1.22	-0.18	0
24	19/08/2025	3:56:24 p. m.	263	215	109	-0.82	-3.37	0

Nota. Se muestra la estructura típica de columnas y filas utilizadas en los ensayos

3.5.6. Sistema de colocación de suelo cohesivo

Para la colocación de suelo cohesivo se utilizó el método de apisonado húmedo. Este método consiste en conformar capas de suelo arcilloso, previamente acondicionadas al contenido de humedad objetivo, y luego realizar su respectivo compactado para obtener muestras con una densidad seca establecida de manera controlada, homogénea y uniforme.

Los ensayos de control de calidad utilizados fueron el ensayo del cilindro de penetración para definir la densidad de cada capa (ASTM D2937), y también el ensayo de contenido de humedad con horno microondas para la definición del contenido de humedad (ASTM D4643). Estos controles permitieron que los valores alcanzados de densidad y de contenido de humedad de cada capa ensayada fueran verificados.

En los apartados siguientes se describen los preparativos y pasos específicos del procedimiento de colocación del suelo cohesivo, además se detallan los ajustes definidos a partir de pruebas pilotos realizadas; para finalmente, definir el procedimiento que se siguió en los ensayos a escala definitivos.

3.5.6.1. Definición del sistema de compactación

El método del apisonamiento húmedo requirió establecer un sistema de compactación el cual pudiera ser repetible y manejable para todas las capas compactadas y también para todos los ensayos a realizar.

3.5.6.1.1. Preparación de pisón manual

Para la compactación de suelo se decidió utilizar un pisón manual, el cual se construyó a base de concreto para el cuerpo, al cual se le adosó una barra de acero corrugado para su manipulación. Las dimensiones del pisón manual fueron las siguientes:

Tabla 53

Dimensiones del Pisón Manual para Compactación

Largo	120 mm
Ancho	80 mm
Alto	110 mm
Alto con mango	800 mm
Masa total	3095 g

Figura 106

Pisón Manual de Concreto



3.5.6.1.2. Definición de patrón de compactación y altura de caída

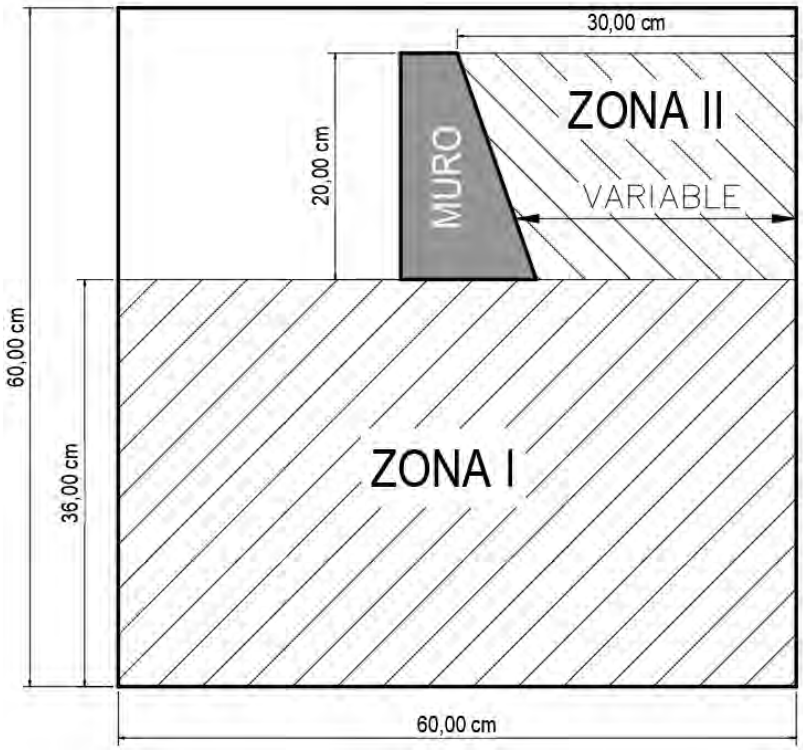
Una vez construido el pisón manual, la altura de caída del pisón se fijó en 20 cm desde la base del pisón hasta la superficie de la capa a compactar. Se definieron además dos zonas de compactación

(i) la zona anterior a la colocación del muro a escala, y

(ii) la zona del trasdós del muro, en la cual se mantuvo la misma altura de caída, pero con un patrón de compactación ajustado para evitar impactos directos a menos de 2–3 cm del muro.

Figura 107

Identificación de zonas de relleno de suelo

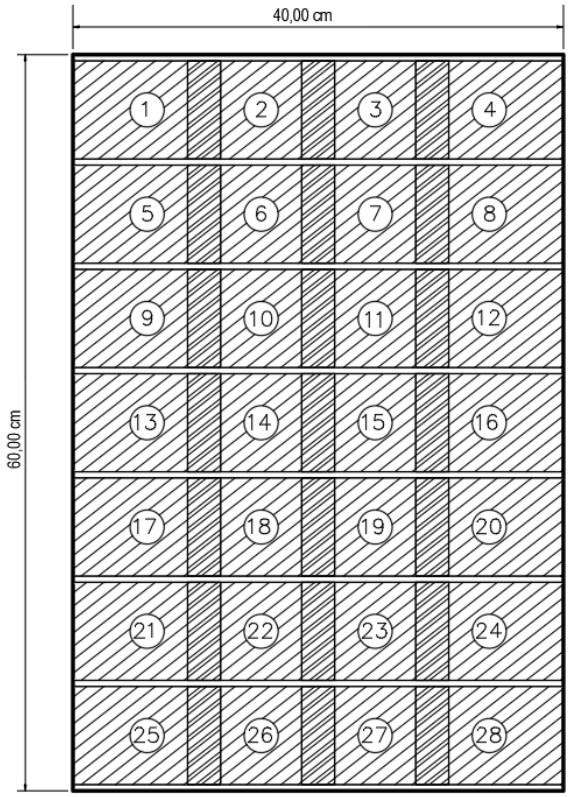


Nota. La distancia de la parte trasera del muro hasta el límite de la caja es variable debido a la pendiente de la parte trasera del muro ya sea del Tipo I, II, III o IV.

La distribución de compactación para la primera zona de relleno de suelo se definió de la siguiente manera:

Figura 108

Patrón de compactación de relleno de arcilla en zona I de relleno

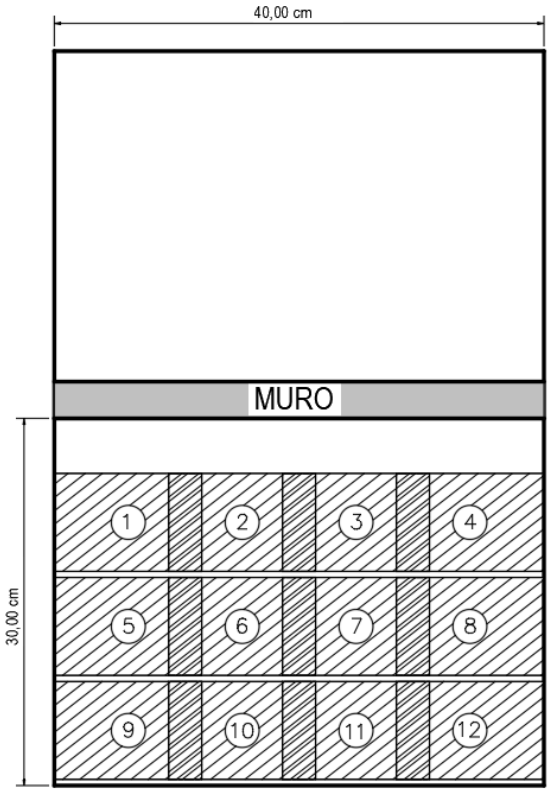


Cabe aclarar que cada recuadro representado en las figuras anteriores representa el espacio donde el pisón caería una cantidad definida de veces para realizar la compactación.

Para la segunda zona de relleno de suelo cohesivo, la distribución cambiaría, aunque se mantendría la altura de caída de 20 cm. Por ello se definió la siguiente distribución de compactación, el cual se separa de 2 a 3 cm del muro a escala colocado:

Figura 109

Patrón de compactación de relleno de arcilla en la zona II de relleno



Nota. La distancia de 30 cm es variable debido a la pendiente de la parte trasera del muro ya sea del Tipo I, II, III o IV.

3.5.6.2. Pruebas de control de calidad de suelo cohesivo

Para el control de calidad de las capas compactadas se utilizó el método del cilindro de penetración (ASTM D2937) y para conocer el contenido de humedad de estas muestras se utilizó el método del horno microondas (ASTM D4643).

3.5.6.2.1. Densidad del suelo in situ

Previo a la ejecución del método se verificó que el suelo cumpliera con las condiciones establecidas por ASTM D2937. La granulometría mostró que el 100 % del material pasó el tamiz N.º 4 (4.75 mm), y el suelo presentó una consistencia adecuada para evitar deformación durante la extracción de la muestra, por lo que se consideró apto para la aplicación del método.

Para poder extraer las muestras cilíndricas de las capas sometidas a pruebas de calidad, se seleccionó un anillo metálico con extremos afilados cuyas dimensiones fueron las siguientes:

Tabla 54

Dimensiones del Cilindro de Penetración

Diámetro	55 mm
Altura	41 mm

Figura 110

Cilindro de Penetración Metálico



Las dimensiones presentadas cumplen con el diámetro mínimo recomendado de 33 mm según ASTM D7263 y que aseguran que el tamaño máximo de partícula (0.25 mm) sea menor que 1/6 del diámetro del cilindro.

Además, el volumen del cilindro se determinó como:

$$V = (Altura)(Area\ transversal)$$

$$V = (41\ mm) * \frac{(55\ mm)^2(\pi)}{4}$$

$$V = 97409\ mm^3 = 97.41\ cm^3$$

El valor del volumen fue de 97.41 cm^3; valor que será utilizado en los posteriores cálculos de densidad de las muestras. Sin embargo, cuando no se llegaba a completar todo el volumen del cilindro, se restaba el volumen correspondiente a la altura libre del cilindro.

3.5.6.2.2. Determinación del contenido de humedad

Aunque el método estándar para determinar el contenido de humedad es el secado en horno a 105–110 °C según ASTM D2216, la naturaleza secuencial del método de apisonado húmedo de relleno de suelo cohesivo requería un control inmediato del contenido de humedad de las capas colocadas. Por ello se empleó el método de secado por microondas (ASTM D4643), utilizando ASTM D2216 como método árbitro para poder validar su utilización.

Se utilizó un horno microondas de uso doméstico de 700 W de potencia, cuyo valor cumple con los requisitos mínimos exigidos por la norma ASTM D4643. Además, se utilizaron recipientes de porcelana resistentes al calentamiento repetitivo, uno de ellos con agua para disipar energía y evitar daños por sobrecalentamiento.

Figura 111

Horno Microondas y Recipientes para Ensayo de Contenido de Humedad



3.5.6.2.2.1. Validación del método del horno microondas

Para la validación del método del horno microondas se calculó el valor del contenido de humedad de la muestra con humedad acondicionada mediante ambos métodos.

Previamente se poseía el valor de la humedad obtenido mediane el método del horno de 105°C-110°C definido por ASTM D2216, el cual fue de 10.60% (revisar secciones previas).

Para conocer la cantidad necesaria para el ensayo de contenido de humedad mediante horno de microondas se utilizó el criterio presentado en la norma ASTM D4643. Para ello se procedió al análisis de la granulometría del suelo cohesivo; donde se identificó que ni las mallas de 2 mm, 4.75 mm y 19 mm retenían más de 10% de la muestra. Por ello, se decidió utilizar la cantidad de muestra entre 100 g y 200 g para el ensayo.

Se colocó 141 g de muestra en el recipiente de porcelana, además se llenó con agua el recipiente más pequeño. Posteriormente se colocó en el horno ambos recipientes y se comenzó con los ciclos de calentamiento en horno microondas. Entre cada ciclo se registraba el peso del suelo, se removía el suelo y se continuaba con el siguiente ciclo de calentamiento en horno microondas. A continuación, se muestra los resultados obtenidos:

Tabla 55

Secado en Horno Microondas de Suelo Cohesivo

CICLOS	TIEMPO (minutos)	PESO INICIAL (gramos)	PESO FINAL (gramos)
1	2.00	141	139
2	1.00	139	136
3	1.00	136	133
4	1.00	133	129
5	1.00	129	127
6	1.00	127	127

Figura 112

Contenido de Humedad mediante el Método del Horno Microondas



Para el cálculo del contenido de humedad se operó de la siguiente manera:

$$w\% = \frac{M_{Húmeda} - M_{Seca}}{M_{Seca}}$$

$$w\% = \frac{(141\ g) - (127\ g)}{127\ g}$$

$$w\% = 11.02\%$$

Este valor es muy cercano al calculado mediante el método estándar (ASTM D2216) de 10.60%, existiendo una diferencia de 0.42% y un error relativo de 3.96%; valores que se consideran aceptables para efectos del control operativo durante la colocación de capas compactadas.

De esta forma se pudo validar la utilización del método de horno microondas, pues este generó valores cercanos a los valores obtenidos mediante el método estándar descrito en la norma ASTM D2216.

3.5.6.3. Realización de primera prueba piloto

Previo a la realización de los ensayos a escala se realizaron pruebas previas de relleno de suelo en la caja que se usará para los ensayos a escala. Estos ensayos previos, permitieron definir el espesor de las capas de relleno de suelo; comprobar el sistema de compactación con pisón manual; calcular la densidad seca alcanzada y su contenido de humedad. Para esta prueba piloto se utilizó el muro tipo I.

3.5.6.3.1. Espesor de capas de relleno de suelo

El espesor de las capas sería de 40 mm; considerando que el tamaño máximo de las partículas es de 10 mm, este espesor cumple con el requisito de que el diámetro máximo de las partículas sea menor a la mitad del espesor de las capas de relleno.

3.5.6.3.2. Cálculo de la masa de suelo a colocar

Para estimar cuanto suelo colocar se consideró la densidad seca óptima ($\rho_{d_{opt}}$) como la densidad seca (ρ_d) objetivo. La densidad óptima se obtuvo de la curva de próctor modificado correspondiente a un contenido de humedad óptimo de 10.11%, el cuál debería ser aproximadamente de 1.84 g/cm3.

Además, considerando que las dimensiones de la caja en planta son de un largo de 60 cm y un ancho de 40 cm, y un espesor de capa de 40 mm; fue posible calcular el volumen de las capas hasta antes de la colocación de los muros a escala (primera zona de llenado de suelo cohesivo):

$$V = (60\ cm)(40\ cm)(4\ cm)$$

$$V = 9600 cm^3$$

Con los datos de densidad seca objetivo y el volumen podemos calcular la masa de suelo seco a colocar para estas capas.

$$M_{sueloseco} = (\rho_d)(V)$$

$$M_{sueloseco} = (1.84\ g/cm^3)(9600\ cm^3)$$

$$M_{sueloseco} = 17664\ g$$

Para calcular la masa de suelo húmedo, se consideró el contenido de humedad obtenido de 10.60%, para operar de la siguiente manera:

$$M_{suelohúmedo} = M_{sueloseco} * (1 + w\%)$$

$$M_{suelohúmedo} = (17664\ g)(1 + 10.60\%)$$

$$M_{suelohúmedo} = 19536.384\ g \approx 19537\ g$$

Para pesar las muestras se utilizaron:

(i) una balanza grande para pesos a grandes magnitudes,

(ii) una balanza de gramos para medición precisa de masa, y

(iii) recipientes plásticos (tinas).

Figura 113

Balanza Grande y de Precisión



Figura 114

Recipientes Plásticos



3.5.6.3.3. Cálculo de la energía de compactación

Considerando la energía de compactación de los ensayos de Proctor y, además, el volumen objetivo de cada capa de relleno de arcilla se pudo realizar el cálculo de la cantidad de golpes necesarios con el pisón manual, a partir de la siguiente fórmula:

$$E_v = \frac{(N)(n)(P)(h)}{V} = \frac{(N)(n)(m)(g)(h)}{V}$$

Donde:

E_v : Energía de compactación por unidad de volumen (J/m^3)

N : Número total de golpes aplicados al volumen "V"

n : Número total de capas de suelo a compactar

P : Peso del pisón (N)

m : Masa del pisón (kg)

g : Aceleración de la gravedad (9.81m/s^2)

h : Caída efectiva por golpe (m)

V : Volumen compactado (m^3)

Considerando que la energía alcanzada en los ensayos de próctor son los siguientes:

- Proctor estándar: $E_v = 594 * 10^3 \frac{J}{m^3}$
- Proctor modificado: $E_v = 2695 * 10^3 \frac{J}{m^3}$

En este caso, debido a que se realizó ensayo de Proctor modificado, fue posible calcular el número de golpes a realizar para una capa de suelo, con el pisón manual y para una altura de caída de 20 cm, de la siguiente manera:

$$E_v = 2695 * 10^3 \frac{J}{m^3} = \frac{N(1)(17.664kg)(9.81m/s^2)(0.20m)}{(9600 * 10^{-6})}$$

$$N = 4260.60 \approx 4261\ golpes$$

Se concluyó que, si bien se realizó inicialmente el ensayo Proctor para caracterizar el suelo, el cálculo de energía mostró que igualar dicho valor requeriría aproximadamente 4261 golpes por capa de 4 cm; siendo este un valor incompatible con las limitaciones operativas propias de un modelo físico a escala 1g. Incluso igualar la energía generada en un ensayo de próctor estándar para reducir el número de golpes resultaría en un total de 940 golpes por capa de 4 cm; siendo este igualmente un valor muy alto que generaría imposibilidad práctica (tiempo de ensayo excesivo).

Para establecer una energía de compactación operativa, se adoptó un esquema de 7 golpes con una altura de caída de 20 cm por cada recuadro del patrón de compactación, lo que generó un total de 196 golpes por capa en la Zona I.

La energía de compactación generada con esta nueva configuración para una capa de 4cm de espesor, se calculó utilizando la siguiente fórmula:

$$E_v = \frac{(N)(n)(m)(g)(h)}{V}$$

$$E_v = \frac{(196)(1)(3.095)(9.81)(0.20)}{9600 * 10^{-6}}$$

$$E_v = 247.956 * 10^3 \frac{J}{m^3}$$

Esto se mantuvo hasta llegar a la altura donde debía colocarse el muro a escala (Zona I), una vez colocado, la distribución de cargas se hizo de forma diferente para la Zona II. Según la configuración de compactación para esta zona y la cantidad de 7 golpes por recuadro, se obtuvo un total de 84 golpes por capa; generándose una energía de compactación de:

$$E_v = \frac{(N)(n)(m)(g)(h)}{V}$$

$$E_v = \frac{(84)(1)(3.095)(9.81)(0.20)}{4800 * 10^{-6}}$$

$$E_v = 106.267 * 10^3 \frac{J}{m^3}$$

Cabe aclarar que, debido a la pendiente de la parte trasera del muro a escala, en este caso el muro tipo I, el volumen de las capas a rellenar incrementaría mientras se continue con el llenado de las capas, haciendo que la energía de compactación disminuyese. La energía de 106.267x10^3 J/m3 calculada corresponde a la energía en la capa final del trasdós del muro (altura de la corona) siendo, por lo tanto, la menor energía de compactación. Se decidió no considerar estas variaciones de energía por no ser significativa para los objetivos de esta investigación.

3.5.6.3.4. Llenado de caja de prueba con suelo cohesivo

Para el llenado de las capas de suelo cohesivo se utilizó recipientes plásticos que permitían el vertido del suelo cohesivo para inmediatamente después realizar una distribución manual.

Figura 115

Vertido y Distribución del Suelo Cohesivo en la Caja de Ensayos a Escala



Siguiendo la distribución de compactación previamente definida y controlando la altura de caída a 20 cm utilizando flexómetro y las guías marcadas en el interior de la caja de ensayos; se procedió con el compactado con pisón manual.

Figura 116

Compactación con pisón manual de la capa de arcilla rellenada



Una vez concluida la compactación de la capa, nivelada la superficie utilizando la regla de metal, y verificada la altura alcanzada utilizando las marcas internas de la caja de ensayos; se observó que la altura de la capa no era de 40 mm, sino que era de 90 mm. Por ello se decidió tomar una muestra y realizar el control de calidad respectivo.

Para ello, se utilizó el cilindro metálico, el cual se hincó en la capa estudiada, se media si existía una parte de la altura no llenada del cilindro para restarlo del volumen ocupado de la tierra y luego se retiraba con mucho cuidado y procurando no perder material.

Figura 117

Extracción de muestra de suelo cohesivo con cilindro metálico



El material fue extraído del cilindro metálico y colocado en el recipiente de porcelana, para poder realizar el ensayo de contenido de humedad en horno microondas. Para ello, primeramente, se pesó la muestra húmeda; luego, se colocó este material en su recipiente de porcelana y, junto con un recipiente de porcelana más pequeño lleno con agua, se colocaron en el horno microondas y se comenzó con los ciclos de calentamiento: primero de 2 minutos y luego de minuto a minuto.

En cada uno de estos ciclos de calentamiento se calculó la masa del suelo ensayado, hasta conseguir una masa constante como se muestra en el siguiente cuadro:

Tabla 56

Ensayo de Contenido de Humedad mediante Horno Microondas

CICLOS	TIEMPO (minutos)	PESO INICIAL	PESO FINAL
1	2.00	94	93
2	1.00	93	90
3	1.00	90	88
4	1.00	88	87
5	1.00	87	86
6	1.00	86	85
7	1.00	85	85

Figura 118

Colocación de la Muestra en Recipiente de Porcelana



Mediante la siguiente fórmula se calculó el contenido de humedad de la muestra:

$$w\% = \frac{M_{Húmeda} - M_{Seca}}{M_{Seca}}$$

$$w\% = \frac{94\ g - 85\ g}{85\ g}$$

$$w\% = 10.59\%$$

Comprobada la humedad, que es muy cercana a 10.60% (menos de 1 punto porcentual de diferencia) obtenida del método estándar de ASTM D2216 de la muestra humedecida. Con estos datos se procedió al cálculo de la densidad seca (ρ_d):

$$\rho_d = \frac{Masa\ Seca}{Volumen\ cilindro}$$

$$\rho_d = \frac{85\ g}{97.41\ cm^3}$$

$$\rho_d = 0.8726 \frac{g}{cm^3} \cong 0.87 \frac{g}{cm^3}$$

El valor de la densidad seca (ρ_d) fue de 0.87 g/cm3, valor significativamente inferior al inicialmente planificado de 1.84 g/cm3, que era el valor dado por el ensayo de Proctor modificado. Esto debido evidentemente a la poca energía de compactación aplicada al sistema a diferencia de la energía de compactación generada en el Proctor modificado.

Dado que el método de compactación manual generaba la densidad seca de 0.87 g/cm^3, se decidió adoptar esta como la densidad objetivo realista y compatible con la energía manual disponible

Con la nueva densidad objetivo definida se decidió recalcular la masa para las siguientes capas, considerando la densidad seca de 0.87 g/cm^3 y un contenido de humedad de 10.60%. Para ello se operó de la siguiente manera:

$$M_{sueloseco} = (\rho_d)(V)$$

$$M_{sueloseco} = (0.87\ g/cm^3)(9600\ cm^3)$$

$$M_{sueloseco} = 8352\ g$$

$$M_{suelohúmedo} = M_{sueloseco} * (1 + w\%)$$

$$M_{suelohúmedo} = 8352\ g * (1 + 0.1060)$$

$$M_{suelohúmedo} = 9237.31\ g$$

Por ello, para la conformación de capas en la Zona I de llenado de suelo se consideró una masa de 9237.31 g.

Se retiró esta primera capa ensayada y se volvió a llenar con la nueva masa calculada, el procedimiento de compactación fue el mismo y se alcanzó la altura objetivo de 4 cm. Posteriormente se realizaron surcos de 1 cm de ancho y 0.50 cm de profundidad para permitir una mayor adherencia para la siguiente capa.

Figura 119

Creación de Surcos entre Capas de Suelo Cohesivo



Posteriormente se prosiguió con las siguientes capas de la primera zona de compactación (Zona I) hasta llegar a la altura del muro a escala. Cada 4 capas se realizó también pruebas de calidad para corroborar la densidad seca alcanzada utilizando el método del cilindro de penetración y del horno microondas.

Una vez colocado el muro se prosiguió con el llenado del trasdós del muro (Zona II), el cual se realizó de forma equivalente a los procedimientos previos anteriormente descritos. Sin embargo, el cálculo de la masa a agregar para cada capa de 4 cm de espesor se calculaba de forma independiente puesto que se veía afectada por la pendiente de la parte trasera del muro colocado. Igualmente, cada 4 capas se extrajeron muestras para los respectivos ensayos de calidad.

Finalizada la prueba piloto se pudieron observar los siguientes fenómenos:

- Primero, una vez colocado la masa de suelo calculado para cada capa considerando la densidad objetivo correspondiente a la humedad óptima en la curva de Proctor de 1.84 g/cm3; se sobrepasó la altura de capa prevista de 40 mm, de hecho, se llegó a alcanzar una altura de 90 mm siendo más del doble de lo previsto. Esto debido a la poca energía de compactación utilizada. Por ello se decidió reducir la densidad objetivo a 0.87 g/cm^3 para lograr capas con espesor de 40 mm. La primera capa cumplió perfectamente con este espesor. Sin embargo, mientras se continuaba con las siguientes capas, el espesor objetivo no cumplía con los 40 mm, sino que reducía su espesor a 35 mm. Esta reducción se generó debido a que mientras se compactaba las capas superiores, se compactaba de forma colateral las capas inferiores generando que se reduzca las capas a 35 mm.
- Segundo, al momento de realizar uno de los ensayos a escala se pudo observar el inexistente desplazamiento de la cuña de suelo aún con una carga de aproximadamente 100 kg. De hecho, el suelo sin necesidad de los muros a escala era capaz de quedarse en estado inerte. Esto debido probablemente a que, a pesar de que no se alcanzó la energía de compactación, se generó sobrecompactación relativa

a las cargas de modelo 1g, lo que impide la formación de cuña activa y el desarrollo de deformaciones representativas.

Figura 120

Primera prueba piloto con suelo cohesivo y con el muro Tipo I



A partir de estas observaciones, se concluyó primeramente que era físicamente irreal igualar la energía de compactación de los ensayos de Proctor modificado o estándar, con el pisón manual que se poseía, siendo necesario miles de golpes, lo cual reduciría enormemente la practicidad de los ensayos. Además, se observó en la prueba piloto que se generó una sobrecompactación en el suelo, generando un comportamiento excesivamente rígido por lo que no se podía obtener la respuesta deformacional esperada.

Por estos motivos, se decidió modificar el procedimiento de colocación del suelo arcilloso en los siguientes ensayos. Para ello se consideró las siguientes modificaciones:

- Primero, se optó por aumentar el contenido de humedad de 10% (óptimo del ensayo de proctor) a 17.50%, aplicando igualmente el método de apisonado húmedo controlado por masa y volumen. Se considera una diferencia de ±1 punto porcentual (pp) como máximo deseable en las humedades alcanzadas y la humedad objetivo, y ±2 puntos porcentuales (pp) como diferencia máxima permisible. Este incremento de humedad tuvo una justificación tanto experimental como física. El agua actúa como lubricante natural entre las partículas finas del suelo (Multiquip, 2011), reduciendo la fricción interna y facilitando su redistribución durante el apisonado manual, lo que mejora notablemente la trabajabilidad y permite obtener capas más homogéneas y continuas. Como consecuencia, al aumentar el contenido de humedad se reduce la energía necesaria para lograr la reacomodación de las partículas, lo que resulta coherente con el tipo de compactación de baja energía que caracteriza a los modelos físicos 1g.
- Segundo, se decidió mantener el pisón manual y ajustar el número de golpes. Debido a que el incrementar la humedad de las muestras permitirá una distribución más sencilla de las partículas de suelo. Esta decisión se tomó debido a que se debía evitar la sobrecompactación y porque se debía dar mayor importancia a la reproducibilidad y la generación de una respuesta deformacional representativa. Por ello, se redujo la cantidad de golpes por recuadro de las zonas de compactación a 2.

Con estos ajustes se decidió realizar una segunda prueba piloto para observar el procedimiento, sacar nuevas conclusiones y hacer nuevas correcciones si las hubiera.

3.5.6.4. Realización de segunda prueba piloto

Se realizó el reacondicionamiento de la humedad del suelo a 17.50% como se concluyó en la primera prueba piloto. Para ello se realizó el nuevo cálculo de agua a incrementar utilizando la siguiente fórmula:

$$M_{aguaxgramo} = \left(\frac{w\%_{objetivo} - w\%_{inicial}}{1 + w\%_{inicial}}\right)$$

$$M_{aguaxgramo} = \left(\frac{0.1750 - 0.1011}{1 + 0.1011}\right)$$

$$M_{aguaxgramo} = 0.0671\ g$$

Se volvió a amasar el suelo con esta cantidad de agua a agregar por gramo de suelo y distribuir su humedad; y posteriormente se volvió a realizar su almacenamiento y reposo para homogenización de humedad del suelo.

Figura 121

Humectación de la Muestra de Suelo Cohesivo a la Nueva Humedad Objetivo



Para corroborar la humedad alcanzada se realizó el ensayo tradicional de contenido de humedad usando horno de temperatura entre 105°-110° (ASTM D2216):

Tabla 57

Ensayo de Contenido de humedad mediante método estándar ASTM D2216

Método de secado al horno			
Muestra N°	**1**	**2**	**3**
Peso recipiente (gr)	54.43	57.51	57.78
Peso recipiente + suelo húmedo (gr)	67.52	75.64	71.30
Peso recipiente + suelo seco (gr)	65.55	72.99	69.31
Peso suelo seco (gr)	11.12	15.48	11.53
Peso agua (gr)	1.97	2.65	1.99
Contenido de humedad (%)	17.72%	17.12%	17.26%

En promedio se obtuvo un contenido de humedad de 17.36%, muy cercano a la humedad objetivo de 17.50% (menos de 1 punto porcentual de diferencia).

Además, se realizó el ensayo de cálculo de contenido de humedad utilizando el horno microondas, obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 58

Ensayo de Contenido de humedad mediante método del horno microondas

CICLOS	**TIEMPO (minutos)**	**PESO INICIAL**	**PESO FINAL**
1	2.00	308	305
2	1.00	305	299
3	1.00	299	295
4	1.00	295	289
5	1.00	289	286
6	1.00	286	281
7	1.00	281	275
8	1.00	275	271
9	1.00	271	267
10	1.00	267	263
11	1.00	263	261
12	1.00	261	261

$$w\% = \frac{M_{Húmeda} - M_{Seca}}{M_{Seca}}$$

$$w\% = \frac{308\ g - 261\ g}{261\ g} = 18.01\%$$

Podemos observar que la humedad calculada de 18.01% fue muy cercana a la humedad calculada en el método estándar (ASTM D2216) de 17.36% (menos de 1 punto porcentual).

Además de este incremento de humedad, se redujo el número de golpes por capa de suelo el cual se realizó siguiendo la distribución de compactación ya definida. En cada recuadro de compactación se realizó 2 golpes, teniéndose un total de 56 golpes por capa, con el pisón soltado a una altura de 20 cm. Además, se calculó el volumen para obtener capas de 40mm de espesor. De esta forma se logró calcular la energía de compactación utilizada en la primera zona de compactación (Zona I) para cada capa:

$$E_v = \frac{(N)(n)(m)(g)(h)}{V}$$

$$E_v = \frac{(56)(1)(3.095)(9.81)(0.20)}{9600 * 10^{-6}} = 35.422 * 10^3 \frac{J}{m^3}$$

Esto se mantendría hasta llegar a la altura donde debía colocarse el muro a escala, una vez colocado, la distribución de cargas se haría de acuerdo a la distribución especificada para la zona II de compactación, considerando dejar un espacio aproximado de 2 a 3 cm detrás del muro para evitar volcarlo por accidente. En cada recuadro se realizó igualmente 2 golpes, teniendo un total de 24 golpes por capa; obteniéndose una energía de compactación por capa de:

$$E_v = \frac{(N)(n)(m)(g)(h)}{V}$$

$$E_v = \frac{(24)(1)(3.095)(9.81)(0.20)}{4800 * 10^{-6}} = 30.362 * 10^3 \frac{J}{m^3}$$

Una vez definida la distribución de la compactación, número de golpes y distribución; se comenzó con la segunda prueba piloto con el colocado de arcilla. Durante la primera capa, se alcanzó un espesor de 40 mm, en la cual se realizó los ensayos de cilindro de penetración y contenido de humedad mediante horno microondas, para así definir el peso específico alcanzado.

Tabla 59

Ensayo de Contenido de humedad mediante método del horno microondas

CICLOS	TIEMPO (minutos)	PESO INICIAL	PESO FINAL
1	2.00	97	94
2	1.00	94	91
3	1.00	91	88
4	1.00	88	86
5	1.00	86	84
6	1.00	84	83
7	1.00	83	82
8	1.00	82	82

Obtenemos de esta forma el contenido de humedad utilizando la siguiente fórmula:

$$w\% = \frac{M_{Húmeda} - M_{Seca}}{M_{Seca}}$$

$$w\% = \frac{97\ g - 82\ g}{82\ g} = 17.72\%$$

Comprobada la humedad, que es muy cercana a 17.36% (menos a 1 punto porcentual de diferencia), obtenida en el método estándar de secado al horno (ASTM D2216); se procedió con el cálculo de la densidad seca (ρ_d):

$$\rho_d = \frac{Masa\ Seca}{Volumen\ cilindro}$$

$$\rho_d = \frac{82\ g}{97.41\ cm^3}$$

$$\rho_d = 0.8418 \frac{g}{cm^3} \cong 0.84 \frac{g}{cm^3}$$

Se pudo observar que se estaba trabajando con una densidad seca de 0.84 g/cm^3. Este valor es menor que el valor de densidad seca alcanzada en la primera prueba piloto que fue de 0.87 g/cm^3. Calculado la densidad seca y corroborado el contenido de humedad; se procedió con el llenado de las siguientes capas de arcilla, realizándose pruebas de calidad cada 4 capas.

Una vez concluida esta segunda prueba piloto se pudo generar las siguientes observaciones:

- Primero, al trabajar con un mayor contenido de humedad (siendo este de 17.36%) se observó que la densidad seca se redujo a 0.84 g/cm^3. El valor de esta densidad seca fue obtenido mediante las pruebas de calidad de llenado de arcilla cada 4 capas, valor significativamente menor al obtenido en laboratorio bajo el Proctor Modificado (1.84 g/cm³). Esta diferencia refleja la adaptación correcta de la compactación a la escala del modelo, priorizando la reproducibilidad y similitud física del comportamiento del suelo frente a su máxima densificación teórica.
- Segundo, durante el llenado se calculó cada capa para alcanzar un espesor de 40 mm. La primera capa logró cumplir adecuadamente con este valor; sin embargo, conforme se continuó con la colocación de las siguientes capas, el espesor real comenzó a disminuir hasta aproximadamente 35 mm. Esta reducción se debió a que, al compactar las capas superiores, se producía una compactación indirecta sobre las capas previamente colocadas, ocasionando una disminución adicional de su espesor final. Además, en el relleno de las últimas dos capas del trasdós del muro se calculó la cantidad de material para un espesor de 45 mm, para alcanzar la corona del muro.
- Tercero, cuando se comenzó con el cargado con pesas sobre el trasdós del muro. En el modelo a escala se pudo observar que el sistema si generaba el estado deformacional esperado, evidenciándose el desplazamiento del muro a escala y generación de cuña de falla frente a cargas más realistas para estos ensayos.

Al consumar esta segunda prueba piloto, se pudo finalmente concluir con los test previos para definir el relleno de arcilla. De esta experiencia se pudo generar las conclusiones necesarias para que, en base a estas, se realizase el relleno del suelo cohesivo en los ensayos a escala definitivos. Estas conclusiones fueron:

- El relleno de suelo cohesivo se calcularía considerando un espesor de capa de 40 mm, aunque este espesor se vería reducido a 35 mm. Las últimas dos capas del relleno del trasdós del muro que se calcularían para un espesor de 45 mm.
- La densidad seca objetivo que se usaría en todas las repeticiones de los ensayos a escala sería de 0.84 g/cm^3, admitiéndose una desviación máxima de ±3% respecto a dicho valor (rango admisible: 0.815–0.865 g/cm^3), y el contenido de humedad objetivo sería de 17.36%, con una diferencia deseable de ±1 punto porcentual y una diferencia máxima permisible de ±2 puntos porcentuales. Estos valores se controlarían mediante los ensayos de control de calidad establecidos. Además, se decidió realizar estas pruebas cada 4 capas llenadas para así asegurar el debido control de calidad en cada ensayo.
- La compactación se realizó utilizando el pisón manual de 3095 g, siguiendo la distribución detallada previamente para las capas debajo del muro y detrás del muro (zona I y zona II). De esta forma, si bien no se llegó a igualar la energía de compactación del próctor modificado, si se pudo establecer un estado lo suficientemente compacto para resistir las suficientes cargas que permitan mostrar una evolución progresiva de la deformación de la cuña de falla tras el muro a escala y permitiendo también un movimiento igualmente progresivo de este.

A partir de estas conclusiones se pudo establecer un protocolo de colocación de suelo cohesivo que se encuentra descrita en la sección de Anexos de este documento. En este protocolo se detalla de manera detallada los procedimientos y herramientas para la colocación de suelo cohesivo que se utilizaron en el desarrollo de esta investigación.

3.5.7. Sistema de colocación de suelo granular

La deposición del suelo granular se realizó mediante el método de la lluvia de arena (deposición pluviada). Este procedimiento, es ampliamente reconocido y utilizado en investigaciones geotécnicas, ya que permite obtener una distribución más uniforme de partículas y un control más preciso de la densidad relativa del suelo depositado.

Se fabricó un sistema de pluviación de arena, que podría generar dicha lluvia de arena de forma adecuada y reproducible. El sistema consistió en un embudo de vertimiento con boquilla uniforme y una placa perforada (rejilla) para asegurar una distribución homogénea del material, controlados por un sistema de sostenimiento adecuado.

3.5.7.1. Creación y configuración del sistema de pluviación

3.5.7.1.1. Embudo de vertimiento

Se empleó un embudo plástico comercial cuyas dimensiones fueron:

Tabla 60

Dimensiones de Embudo Plástico para Método de Lluvia de Arena

Altura	240 mm
Diámetro abertura superior	210 mm
Diámetro boquilla	15 mm

Figura 122

Embudo Plástico para Método de Lluvia de Arena



3.5.7.1.2. Placa perforada

Para la placa encargada de la disipación de la energía y la distribución de la arena evacuada por el embudo, se creó una placa metálica perforada cuyas dimensiones fueron de 25 cm de ancho y 30 cm de largo, provista de bordes laterales de 4 cm de altura para evitar la pérdida de material.

Las perforaciones de esta placa se realizaron de acuerdo a las recomendaciones dadas por Heim & Henke (2024), en donde se sugiere que el diámetro de los agujeros debe ser aproximadamente el doble del diámetro máximo de las partículas. En este caso, dado que el tamaño máximo de las partículas de suelo granular fue escalpado a 2 mm, se realizaron las perforaciones con un diámetro de 4mm y con una separación entre agujero de 1.50 cm.

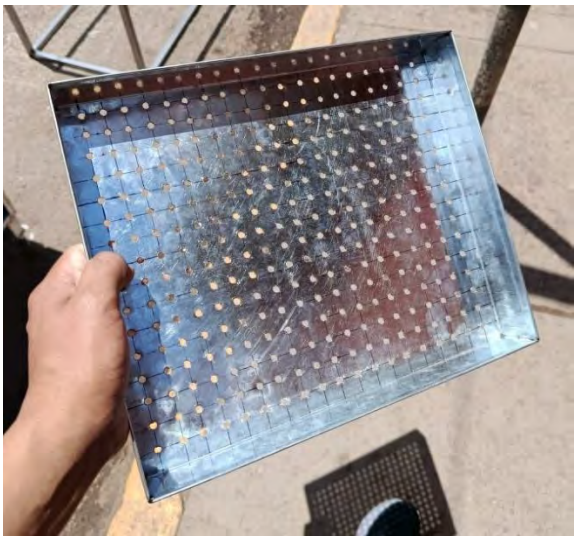
Tabla 61

Dimensiones de placa metálica para método de lluvia de arena

Área de placa	25 cm x 30 cm = 750 cm^2
Diámetro de agujeros	4 mm
Distancia entre agujeros	1.50 cm

Figura 123

Placa metálica perforada para método de lluvia de arena



3.5.7.1.3. Sistema de sostenimiento

Para lograr que la placa este a una altura de caída de arena determinada para cada capa de suelo granular a llenar, se decidió montarla sobre un sistema de suspensión ajustable, compuesto por parantes laterales rígidos (guías de pluviación) y elementos tensores. Con este sistema se logró:

(i) fijar la placa a una altura de caída constante de 30 cm,

(ii) reajustar su posición después de cada capa para mantener la misma altura de deposición.

De acuerdo a las descripciones dadas previamente, se definió el sistema de pluviación para realizar el llenado de arena para los ensayos a escala.

Figura 124

Configuración del sistema de pluviación de arena para ensayos a escala reducida



3.5.7.2. Realización de pruebas previas para la calibración

Con el fin de establecer la altura de caída y la intensidad de deposición adecuadas para el método de lluvia de arena, se realizaron tres ensayos de calibración utilizando un volumen controlado.

Se definió una altura de caída de arena de 30 cm y una intensidad de deposición de arena que estuvo definida por el diámetro de la boquilla del embudo el cual era de 15 mm.

Se midió el volumen recipiente en el que se deseaba llenar con arena en cada una de las pruebas. Esto se realizó utilizando 3 litros de agua (equivalente a 3000 cm^3), luego se marcó la línea correspondiente a este volumen en el recipiente.

Figura 125

Medición del Volumen del Recipiente para Pruebas Previas de Lluvia de Arena



Posteriormente se colocó la placa perforada a 30 cm de la base del recipiente a llenar. Sobre esta, se colocó el embudo plástico cuya boquilla se encontraba entre 40 mm y 50 mm de la superficie de la placa perforada. Se procedió con el vertido de arena, primero se vertía en el embudo, el cual se movía sobre la superficie de la placa perforada para que el suelo se distribuya de forma más uniforme. Una vez vertido la arena se enrasaba suavemente (sin hacer presión) con

una regla metálica. Además, se tomó el tiempo que demoró cada una de las repeticiones, obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 62

Resultados de Pruebas Piloto del Método de Lluvia de Arena

PRUEBA	PESO ARENA (g)	VOLUMEN RECIPIENTE (cm3)	DENSIDAD DEL SUELO (g/cm3)	TIEMPO (seg)	INTENSIDAD DE DEPOSICIÓN (g/seg)
1	4485.000	3000.00	1.50	166.00	27.02
2	4541.000	3000.00	1.51	153.00	29.68
3	4476.000	3000.00	1.49	170.00	26.33

Figura 126

Realización de Pruebas Previas del Método de Lluvia de Arena



Se alcanzó una densidad promedio de 1.50 g/cm^3, con una intensidad de deposición promedio de 27.68 g/s. Sin embargo, debido a que suelo poseía un porcentaje de humedad residual (por el secado al aire en un ambiente cerrado), se debía restar este valor para obtener la densidad seca del suelo. Para ello se consideró el contenido de humedad calculado para el ensayo de densidad

mínima, debido a que se utilizó el mismo lote de arena para estas pruebas y para el ensayo de densidad mínima en un periodo de tiempo equivalente. Dicho contenido de humedad fue de 2.35%, con cuyo valor se pudo obtener el valor de la densidad seca alcanzada.

$$\rho_{seca} = \frac{\rho_{suelohúmedo}}{1 + w\%}$$

$$\rho_{seca} = \frac{1.50\ g/cm^3}{1 + 0.0235}$$

$$\rho_{seca} = 1.466\ g/cm^3$$

En conclusión, considerando la altura de caída de 30 cm, una intensidad de deposición de arena promedio de 27.68 g/s y utilizando la placa perforada de 25 cm de ancho y 30 cm de largo, con orificios de 4 mm separados cada 1.50 cm, se logró una densidad seca del suelo de 1.47 g/cm^3.

3.5.7.3. Cálculo de la Densidad Relativa

A partir de los datos obtenidos de la densidad mínima de 1.35 g/cm^3, la densidad máxima de 1.785 g/cm3 y las pruebas previas donde se obtuvo una densidad seca de 1.47 g/cm^3; se procedió a calcular la densidad relativa alcanzada a través del método de lluvia de arena.

Primeramente, fue necesaria la obtención de la relación de vacíos correspondiente a la densidad seca de 1.47 g/cm^3. Para ello, considerando la gravedad específica del suelo de 2.710, una densidad del agua de 1 g/cm^3 y la aceleración de la gravedad como 981 cm/s^2; se pudo utilizar la siguiente fórmula:

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e} \Rightarrow \rho_{seca} = \rho_d = \frac{G_s \rho_w}{1 + e}$$

$$1.466\ g/cm^3 = \frac{(2.710)(1.00\ g/cm^3)}{1 + e}$$

$$e = \frac{(2.710)(1.00\ g/cm^3)}{1.466\ g/cm^3} - 1$$

$$e = 0.849$$

Con este dato se logró calcular la densidad relativa alcanzada con el método de la lluvia de arena para una densidad seca de 1.47 gr/cm3.

$$Dr = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} * 100\%$$

$$Dr = \frac{0.961 - 0.849}{0.961 - 0.519} * 100\%$$

$$Dr = 25.17\% \cong 25\%$$

En consecuencia, la densidad relativa (Dr) alcanzada por suelo granular mediante el método de lluvia de arena fue de 25%.

3.5.7.4. Control de calidad de llenado de suelo granular

Se estableció un espesor objetivo para las capas de relleno de los ensayos a escala reducida el cual fue de 4 cm. El control del llenado con suelo granular de la caja de ensayos a escala se realizaría de forma directa. Primeramente, se calcularía la masa de suelo requerida por capa de 4 cm de espesor, y, una vez colocada mediante el método de lluvia de arena, se procedería a corroborar que efectivamente se halla alcanzado dicho espesor objetivo. A través de esta medición directa se podría controlar si efectivamente el espesor obtenido coincidiera con el espesor teórico asociado al peso específico determinado para este suelo granular, cuyos valores son de 1.47 g/cm³ para la densidad seca y de 1.50 g/cm³ para la densidad húmeda.

Con base en las pruebas de calibración realizadas y en el control de calidad aplicado durante el proceso, se corroboró la viabilidad del método de lluvia de arena para la conformación del relleno granular en los ensayos a escala reducida, pues constituye un procedimiento adecuado, estable y reproducible en cada capa. Además, a partir de estas experiencias se pudo establecer un protocolo de colocación de suelo granular que se encuentra descrita en la sección de Anexos de este documento. En este protocolo se detalla de manera detallada los procedimientos y herramientas para la colocación de suelo granular que se utilizaron en el desarrollo de esta investigación.

3.6. Recolección y procesamiento de datos

3.6.1. Procedimiento de registro de datos.

La recolección de datos se realizó de manera automática mediante el sistema de instrumentación y los protocolos experimentales descrito en la sección de Anexos de este documento. Cada corrida se ejecutó siguiendo la misma secuencia para garantizar la comparabilidad entre ensayos, tipos de suelo y geometrías de muro.

En cada corrida experimental se definieron previamente: el tipo de muro de contención, el tipo de suelo de relleno, la condición de humedad/densidad objetivo y el esquema de sobrecarga aplicado. Una vez conformado el relleno y verificada la posición de los sensores, se procedió al registro de datos en tres etapas principales:

3.6.1.1. Etapa de referencia (condición inicial)

Antes de aplicar la sobrecarga, se prendió el sistema de recolección de datos con los sensores, para registrar una serie de lecturas iniciales de todos los sensores durante un intervalo de tiempo constante de 1 minuto, manteniendo el sistema sin carga externa sobre el trasdós del muro (únicamente con la placa rígida de distribución de carga). Se eliminaron los datos de los primeros 15 segundos que arrojaban valores muy alejados de la media, debido a que los sensores demoran dicho tiempo en estabilizarse.

Estas lecturas se compararon con medidas directas tomadas de las distancias reales y además sirvieron como base para el cálculo de desplazamientos, giros y asentamientos relativos durante las etapas posteriores.

3.6.1.2. Etapa de aplicación de sobrecargas incrementales

La sobrecarga se aplicó en forma de incrementos de peso sobre la placa de carga, siguiendo el protocolo establecido previamente. Para cada incremento de carga se registraron en forma continua (cada segundo) las lecturas de los sensores de desplazamiento y de giro durante un tiempo

mínimo fijado en secciones anteriores. En cada escalón se registró: la celda del software Microsoft Excel en donde se colocó los pesos, la carga aplicada (kg) y la carga acumulada (kg). Este registro inicialmente se realizó de forma manual para su posterior digitalización.

3.6.1.3. Etapa post-falla o descarga

En los casos en que el muro alcanzó una condición de falla global, en algunos casos, se continuó registrando lecturas durante un periodo adicional correspondiente al tiempo mínimo fijado para cada incremento de carga. Finalmente se detuvo la adquisición de datos y se guardaron los archivos de datos correspondientes a la corrida completa.

3.6.2. Formatos de registro y tratamiento de bases de datos brutas

Las mediciones se registraron con una frecuencia de muestreo constante (01 datos por segundo) para todos los sensores. Cada archivo de cada corrida experimental se identificó mediante un código único que incorporó: tipo de muro, tipo de suelo, número de corrida y fecha del ensayo. Esta codificación se utilizó tanto en los archivos de datos como en las gráficas y tablas presentadas en los capítulos de resultados y discusión.

3.6.2.1. Datos brutos generados por los sensores

Los datos obtenidos de los sensores se almacenaron en archivos digitales en formato compatible con hojas de cálculo (extensión .csv / .xlsx). Para cada corrida se generó un archivo maestro donde cada fila corresponde a un instante de tiempo y cada columna a una variable medida. Las variables obtenidas en este archivo de datos fueron:

- Fecha del registro.
- Hora de registro.
- Lecturas de longitud registrada por el sensor S1 (mm).
- Lecturas de longitud registrada por el sensor S2 y S3 (mm).
- Lecturas brutas del sensor de giro en sus 3 ejes (Pitch, Roll, Yaw) (°).

3.6.2.2. Incorporación de valores derivados de data bruta

Posteriormente, en un segundo nivel de procesamiento, se calcularon e incorporaron los valores derivados a partir de los datos arrojados por los sensores.

- Se creó la columna “Tiempo total de ensayo (s)” en donde se coloca de forma enumerada los segundos desde el inicio del ensayo (0 segundos) hasta la finalización de este.
- Se creó la columna “Peso Cargas (gf)” donde se anotó la carga colocada en cada fila. Para ello se utilizó el registro manual de incremento de cargas en donde se identificó la celda correspondiente a cada incremento de carga.
- Además, se creó la columna “Tiempo de carga (s)” donde se enumeró el tiempo desde el inicio del incremento (s = 0) hasta el siguiente escalón de carga, donde se reinicia el conteo para esta columna.
- Conocidos el peso y las dimensiones de la placa de carga (placa de madera), se calculó el peso total consignado en la columna “Peso total (P) (kgf)”, considerando la suma de la carga aplicada sobre el trasdós del muro y el peso propio de la placa. Asimismo, la presión equivalente generada sobre el área de la placa se determinó y registró en la columna “q (kgf/m²)”.

3.6.2.3. Cálculo de desplazamientos y variación de rotación por segundo

Debido a que los muros no se colocaron exactamente en la misma posición inicial para todos los ensayos, era inviable trabajar con los datos absolutos de desplazamiento dados por los sensores de distancia VL53L0X (S1, S2 y S3); y con los ángulos de giro absoluto dado por el sensor MPU6050.

Por ello, se tomó la decisión de trabajar con los valores de variación de desplazamiento y de variación de rotación respecto a las condiciones iniciales de cada corrida experimental realizada.

Para realizar este tratamiento de datos, se promediaron los datos obtenidos en la etapa de referencia (condición inicial solo con la placa rígida de distribución de cargas), estos datos representaron las longitudes ($S1_0$, $S2_0$ y $S3_0$) y ángulos de rotación iniciales (θ_0) detectados por los sensores.

Con estos promedios, se calculó los desplazamientos y variaciones de giro de cada registro dado por los sensores; utilizando las siguientes fórmulas:

$$\Delta S1_i = \mathrm{S1}_i - S1_0$$

$$\Delta S2_i = \mathrm{S1}_i - S1_0$$

$$\Delta S3_i = \mathrm{S1}_i - S1_0$$

$$\Delta\theta_i = \theta_i - \theta_0$$

Donde:

$\Delta S1_i$: Desplazamiento detectado por el sensor S1 en el instante "i" del ensayo (mm)

$\Delta S2_i$: Desplazamiento detectado por el sensor S2 en el instante "i" del ensayo (mm)

$\Delta S3_i$: Desplazamiento detectado por el sensor S3 en el instante "i" del ensayo (mm)

$\Delta\theta_i$: Variación del ángulo de rotación en el instante "i" del ensayo (°)

Realizado este cálculo para cada instante del ensayo, se obtuvieron las columnas:

- Desplazamiento horizontal corregido de cada sensor de distancia en función a su estado inicial ($\Delta S1$, $\Delta S2$ y $\Delta S3$) (mm).
- Variación del ángulo de giro Roll, eje Z del sensor MPU6050 ($\Delta\theta$) (rad).

3.6.2.4. Cálculo de ruido inherente de los sensores

Debido a que los sensores empleados no son de alta resolución, era necesario calcular los valores del ruido de medición inherente a su funcionamiento y no limitarse a las especificaciones dadas por el fabricante. Por ello, este ruido se calculó de forma experimental a partir de los ensayos realizados en esta investigación.

Para este cálculo se utilizaron los registros correspondientes a una condición estática del sistema, es decir, se utilizó los primeros datos correspondientes a cuando el muro se encontraba sin sobrecarga aplicada sobre el trasdós del muro (solo con la placa de carga rígida) y no se generaban movimientos apreciables. Por ello, únicamente se utilizaron los datos ΔS1, ΔS2, ΔS3 y Δθ, correspondientes a los primeros segundos de medición, mismo rango de tiempo que previamente se utilizaba para el cálculo del estado inicial de $S1$, $S2$, $S3$ y θ.

Con estos datos (eje "y") y los del tiempo total de ensayo (eje "x"), se ajustaron modelos lineales simples para eliminar el efecto de deriva, a través de las cuales se obtuvo sus pendientes y sus ordenadas al origen. A partir de dichos datos se calculó, para cada instante de tiempo, el valor teórico de ΔS1, ΔS2, ΔS3 y Δθ asociado únicamente a la tendencia.

Es importante precisar que, en este procedimiento, la regresión lineal no tuvo como finalidad establecer un modelo predictivo entre el tiempo y las lecturas de los sensores, ni evaluar el comportamiento mecánico del muro. Su uso fue únicamente instrumental: definir una línea base de referencia que permitiera identificar una posible deriva de baja magnitud en registros tomados bajo condición estática. Por tanto, el coeficiente de determinación R^2 asociado a dicha recta no fue empleado como criterio de validez del ensayo, sino solo como un valor descriptivo del ajuste auxiliar realizado. La cuantificación del ruido se efectuó a partir de la dispersión residual de las lecturas respecto a esta línea base.

Seguidamente, se determinó la diferencia entre el valor medido por los sensores y el valor proporcionado por las rectas de tendencia de $\Delta S1$, $\Delta S2$, $\Delta S3$ y $\Delta\theta$; generando así una serie de residuos para cada instante de tiempo.

Sobre estas series de residuos se calculó la desviación estándar (σ_{est}) la cual se interpretó como el ruido típico de los sensores de distancia y de rotación.

Este procedimiento se aplicó al primer y último ensayo a escala realizado. Posteriormente se procedió a promediar los valores de la desviación estándar (σ_{est}) obtenidos para los sensores S1, S2 y S3 (sensores de distancia VL53L0X). También se obtuvo el valor del promedio de los valores de la desviación estándar (σ_{est}) dada para el sensor de rotación (θ) correspondiente al sensor MPU6050.

En consecuencia, se estableció los valores promedios de la desviación estándar ($\pm\sigma_{est}$) de los sensores VL53L0X y del sensor MPU6050, como el ruido típico de los sensores que representa la fluctuación esperable del sistema alrededor de una condición sin movimiento apreciable.

Además, considerando que el ruido de medición sigue aproximadamente una distribución normal, se puede inferir que el intervalo $\pm 3\sigma_{est}$ contiene aproximadamente el 99.70% de las fluctuaciones esperables, de acuerdo con la famosa regla 68 – 95 – 99.7 de la distribución normal. En diversas investigaciones donde se realiza control estadístico de procesos, este intervalo de $\pm 3\sigma_{est}$ se emplea habitualmente como umbral para identificar valores atípicos o desviaciones significativas respecto al comportamiento nominal. Por ende, en la presente investigación el valor $\pm 3\sigma_{est}$ se adoptó como el máximo ruido instrumental esperable en casos excepcionales, mientras sean casos aislados y no sigan una tendencia que si representaría un desplazamiento o rotación.

Finalmente, y a modo de resumen, se estableció con estos valores los siguientes intervalos durante el análisis de las curvas adimensionales de desplazamiento y rotación:

- Las variaciones que permanecieron dentro de $\pm\sigma_{est}$ se interpretaron como no significativas y no representaban movimiento, sino que representaban fluctuación típica de los sensores.
- Los valores aislados que alcancen hasta $\pm 3\sigma_{est}$ se trataron como posibles fluctuaciones atípicas de los sensores; y solo incrementos que superen claramente

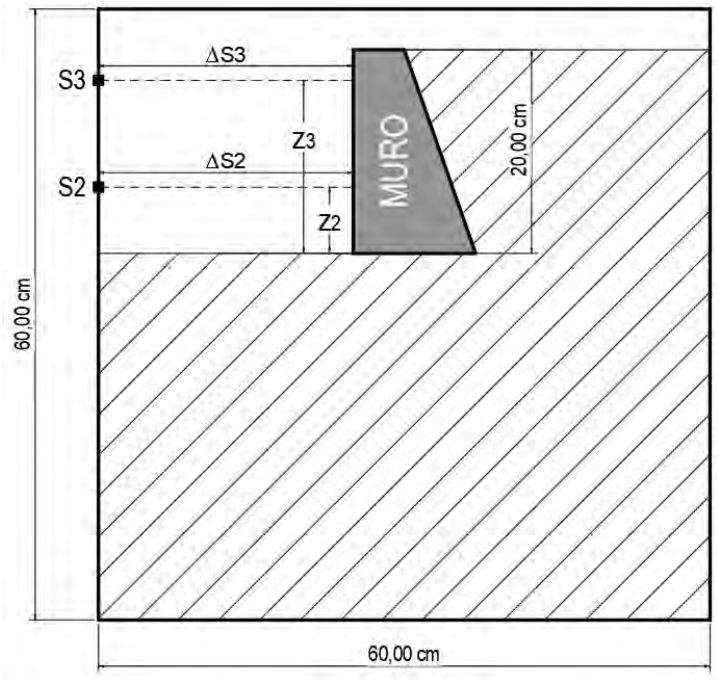
este valor o que se mantengan como una tendencia consistente a lo largo de varios escalones de carga se interpretaron como movimiento estructural significativo.

3.6.2.5. Corrección de desplazamientos horizontales a 0.75H y 0.35H

Debido a que no siempre se colocó el muro exactamente en la misma posición (en altura) en todos los ensayos realizados, la posición en el cuerpo del muro ensayado en donde los sensores S2 y S3 detectaban el desplazamiento horizontal era diferente. Por lo tanto, las lecturas de $\Delta S2$ y $\Delta S3$ correspondían a puntos ligeramente diferentes entre ensayos, impidiendo realizar comparaciones directas.

Figura 127

Ubicación de los Sensores de distancia S2 y S3



Para homogenizar los resultados experimentales, se idealizó el muro a escala como un cuerpo rígido sometido a una combinación de traslación y rotación alrededor de la base. Esta hipótesis cinemática está avalada por modelos experimentales y numéricos de muros de contención rígidos reportados en la literatura, donde se analizan explícitamente los modos de desplazamiento

por traslación y por rotación alrededor de la zapata del muro (Wang et al., 2022). Bajo esta idealización, la forma de deformación del muro puede idealizarse como una recta.

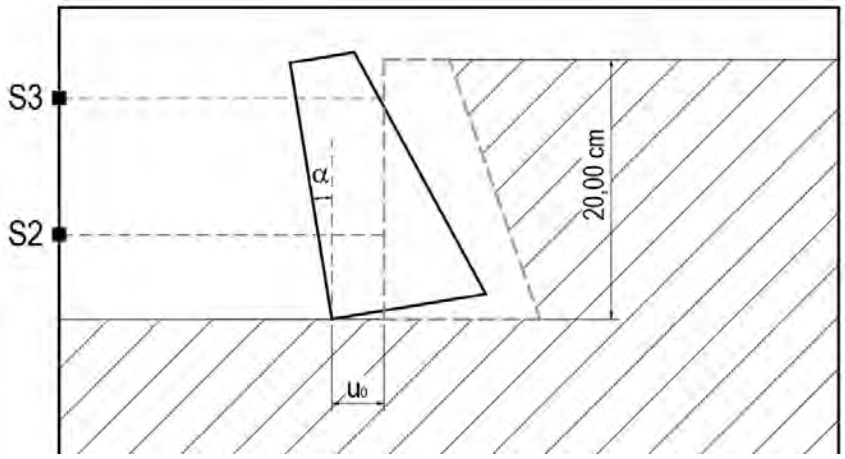
3.6.2.5.1. Sistema de coordenadas y modelo cinemático

Se define un eje vertical "z" medido desde la base del muro (z = 0) hasta la corona del mismo (z = H). Al considerar al muro como cuerpo rígido, obtendremos el siguiente comportamiento:

- una traslación horizontal en la base (u_0) y,
- una rotación alrededor de la base (α).

Figura 128

Traslación y Rotación de Muro como Cuerpo Rígido



Por ello, el desplazamiento horizontal de cualquier punto situado a una altura "z" del muro se puede calcular con la siguiente ecuación lineal:

$$\Delta S(z) = u_0 + z\big(sen(\alpha)\big)$$

Donde:

$\Delta S(z)$: Desplazamiento horizontal en la altura "z" en el instante "i" del ensayo (mm)

Esta expresión corresponde a un comportamiento rígido de giro del muro alrededor de su base. Para facilitar los cálculos, representamos el valor de "$sen(\alpha)$" por el parámetro "k", obteniendo la siguiente expresión:

$$\Delta S(z) = u_0 + (k)(z)$$

3.6.2.5.2. Cálculo de "k" y "u_0" partir de los sensores S2 y S3

Para cada instante "i" de lectura de los desplazamientos $\Delta S2$ y $\Delta S3$ dado por los sensores S2 y S3 fue posible calcular el valor de "k" y "u_0" para representar el estado cinemático del muro en dicho instante "i".

Considerando que para cada corrida experimental era conocido el valor de la altura desde la base del muro a la cual estaban ubicados los sensores S2 y S3, alturas a las cuales llamamos como "z_2" y "z_3" respectivamente, fue posible expresar los desplazamientos $\Delta S2$ y $\Delta S3$ medidos en estos puntos para cada instante de lectura "i" como:

$$\Delta S2_i = \Delta S(z_2)_i = u_{0_i} + (k_i)(z_2)$$

$$\Delta S3_i = \Delta S(z_3)_i = u_{0_i} + (k_i)(z_3)$$

Donde:

z_2 : Altura de la ubicación del sensor S2 (mm)

z_3 : Altura de la ubicación del sensor S2 (mm)

Al calcular la diferencia entre expresiones de $\Delta S3$ y $\Delta S2$ (en ese orden) para calcular "k" para cada instante "i", se obtuvo:

$$k_i = \frac{\Delta S3_i - \Delta S2_i}{z_3 - z_2}$$

Con el valor de "k" para cada instante de lectura "i" de los sensores, fue posible calcular el valor de "u_{0_i}" de la expresión de "$\Delta S2_i$":

$$u_{0_i} = \Delta S2_i - (k_i)(z_2)$$

3.6.2.5.3. Definición de alturas de referencia

Para evitar extrapolaciones fuera del tramo instrumentado y, al mismo tiempo, disponer de puntos de comparación comunes entre corridas, se definieron dos alturas de referencia (una inferior y otra superior) para todos los ensayos siguiendo la siguiente regla:

$$z_2 \leq z_{ref,inf} \leq z_{ref,sup} \leq z_3$$

Debido a que se midieron en todas las corridas experimentales los valores de "z_2" y de "z_3", fue posible establecer valores de "$z_{ref,inf}$" y "$z_{ref,sup}$" que cumplían con la regla previa para todos los ensayos realizados. Considerando también que todos los muros a escala ensayados tenían una altura de 20 cm, se estableció el valor de "z_{inf}" y "z_{sup}" como 0.35H y 0.75H respectivamente:

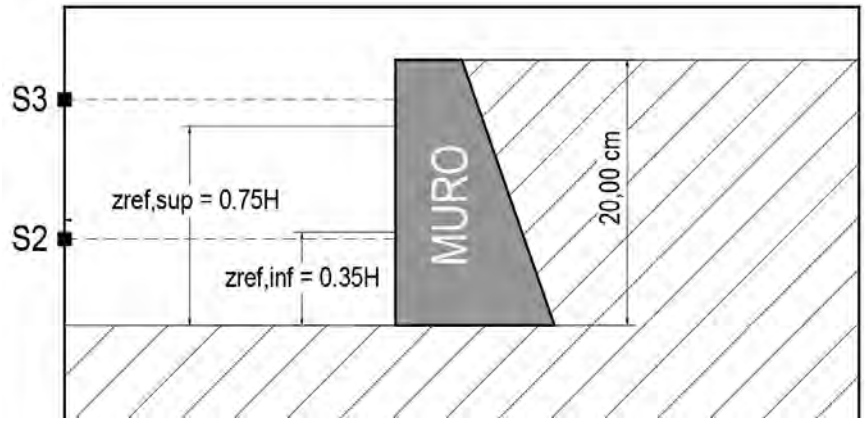
$$z_{ref,inf} = 0.35(H) = 0.35(200\ mm) = 70\ mm = 7.00\ cm$$

$$z_{ref,sup} = 0.75(H) = 0.75(200\ mm) = 150\ mm = 15.00\ cm$$

Esta elección garantizó que la corrección realizada fue por interpolación entre sensores y no por extrapolación.

Figura 129

Ubicación de los Puntos de Referencia Inferior y Superior



3.6.2.5.4. Desplazamientos horizontales de los puntos en z = 0.35H y z = 0.75H

Considerando las ecuaciones y fórmulas calculadas, se pudo establecer el desplazamiento horizontal a las alturas de z = 0.35H y z = 0.75H para cada instante "i" de cada ensayo realizado mediante las siguientes expresiones:

$$\Delta S_{(z=0.35H)_i} = u_{0_i} + (k_i)(0.35H)$$

$$\Delta S_{(z=0.75H)_i} = u_{0_i} + (k_i)(0.75H)$$

Estas correcciones fueron integradas en la hoja de recolección de datos del software Microsoft Excel mediante las siguientes columnas:

- Desplazamiento horizontal del muro a 35% de su altura H ($\Delta S_{z=0.35H}$) (mm).
- Desplazamiento horizontal del muro a 75% de su altura H ($\Delta S_{z=0.75H}$) (mm).

3.6.3. Procesamiento de datos para obtención de curvas e índices

3.6.3.1. Promedio de los últimos segundos de cada escalón de carga

Para reducir el ruido inherente a la lectura por segundo dada por los sensores y trabajar con un valor representativo en régimen casi estacionario de cada escalón de carga, se procedió de la siguiente manera:

- Cada escalón de carga se mantuvo constante durante un tiempo mínimo predeterminado (ensayos en arcilla: 180 s; ensayos en arena: 60 s).
- Para cada escalón se tomó una ventana de tiempo al final del escalón de 30 segundos y se calculó el promedio de todas las lecturas generadas de ese intervalo para los siguientes valores asociados a la sobrecarga superficial aplicada en dicho escalón:
    - asentamiento vertical del muro ($\overline{\Delta S1}$)
    - desplazamiento horizontal a 0,35H ($\overline{\Delta S_{z=0.35H}}$)
    - desplazamiento horizontal a 0,75H ($\overline{\Delta S_{z=0.75H}}$)
    - rotación del muro ($\overline{\Delta\theta}$)

Cabe destacar que algunos escalones de carga no se llegaron exactamente a 180 segundos, sino que algunos excedieron este valor. Sin embargo, se consideró únicamente los últimos 30 segundos de los primeros 180 segundos que se mantuvo el escalón de carga.

3.6.3.2. Obtención de los parámetros adimensionales

Con los valores promedio de cada escalón se definieron los parámetros adimensionales utilizados en el análisis, tomando como magnitudes de referencia la altura del modelo (H_m) y el peso específico efectivo del suelo de relleno (γ).

- Sobrecarga adimensional

$$\pi_q = \frac{q}{(\gamma)(H_m)}$$

Donde:

q : sobrecarga uniforme aplicada en el escalón (kgf/m²)

- Asentamiento vertical adimensional

$$\pi_{\Delta S1} = \frac{\overline{\Delta S1}}{H_m}$$

- Desplazamientos horizontales adimensionales

$$\pi_{\Delta S_{z=0.35H}} = \frac{\overline{\Delta S_{z=0.35H}}}{H_m}$$

$$\pi_{\Delta S_{z=0.75H}} = \frac{\overline{\Delta S_{z=0.75H}}}{H_m}$$

- Rotación adimensional del muro

$$\pi_{\Delta\theta} = \overline{\Delta\theta}$$

3.6.4. Construcción de los gráficos adimensionales básicos

Con los parámetros adimensionales anteriores se construyeron las curvas fundamentales de respuesta del sistema muro–relleno. En todos los casos se utilizaron los valores promedio por

escalón descritos en los apartados anteriores, de modo que cada punto de las curvas representa el estado cuasi estable del sistema bajo un nivel de sobrecarga determinado.

3.6.4.1. Gráfico "A"

Este gráfico representa la relación entre la sobrecarga adimensional (π_q) y el desplazamiento horizontal adimensional correspondiente a la altura que representa el 75% de la altura total del muro ($\pi_{\Delta S_{z=0.75H}}$). Mediante este gráfico se pudo evaluar la tendencia a la traslación/giro de la parte superior del muro frente al incremento de carga.

3.6.4.2. Gráfico "B"

Este gráfico representa la relación entre la sobrecarga adimensional (π_q) y el desplazamiento horizontal adimensional correspondiente a la altura que representa el 35% de la altura total del muro ($\pi_{\Delta S_{z=0.35H}}$). Mediante este gráfico se pudo analizar la distribución de deformaciones en la zona central del muro.

3.6.4.3. Gráfico "C"

Este gráfico representa la relación entre la sobrecarga adimensional (π_q) y el asentamiento vertical adimensional ($\pi_{\Delta S1}$). Mediante este gráfico se pudo describir la evolución de los asientos globales de la base del muro.

3.6.4.4. Gráfico "D"

Este gráfico representa la relación entre la sobrecarga adimensional (π_q) y la rotación adimensional del muro ($\pi_{\Delta\theta}$). Mediante este gráfico se pudo caracterizar el modo de falla predominante en términos de giro del muro ensayado.

3.6.5. Cálculo de sobrecarga crítica adimensional

Para cada ensayo, la sobrecarga crítica se determinó a partir del análisis de las pendientes presentes en la curva sobrecarga adimensional (π_q) – desplazamiento horizontal adimensional ($\pi_{\Delta S_{z=0.75H}}$) correspondiente al 75% de la altura del muro (gráfico "A"). Es importante recalcar que la definición de esta sobrecarga crítica se realizó únicamente para estas gráficas sin involucrar las demás.

Para ello, primeramente, se calculó la pendiente incremental (k) correspondiente entre cada uno de los puntos de la curva.

$$k = \frac{\left|\Delta\pi_{\Delta S_{z=0.75H}}\right|}{\Delta\pi_q}$$

Con estas pendientes se identificó un primer tramo cuasi lineal, generalmente correspondiente a los primeros $n = 3$ tramos de la curva del gráfico "A" (aunque en algunos casos se consideró un menor número de tramos dependiendo de la cantidad de incrementos de carga de cada ensayo). De estos valores se calculó el valor de su promedio (k_i):

$$k_i = \frac{1}{n}\sum_{j=1}^{n} k_j$$

Posteriormente, se localizó el tramo "j" en el cual su pendiente "k_j" satisfaga la condición:

$$k_j \geq 6(k_i)$$

Siendo la sobrecarga adimensional (π_{qcrit}) el valor de la sobrecarga al inicio del tramo "j", debido a que corresponde al inicio del tramo de mayor incremento de deformación. El factor 6 se adoptó como umbral operacional tras verificarse que permitía identificar de forma consistente el inicio del tramo crítico en la mayoría de los ensayos, evitando seleccionar variaciones menores propias del tramo precrítico y garantizando comparabilidad entre corridas y configuraciones.

Sin embargo, en casos de curvas con una transición más gradual de deformación en las que no se llegó al umbral de "$6(k_i)$", se tuvo que definir el valor de la sobrecarga crítica (π_{qcrit}) como el inicio de un tramo posterior al tramo inicial que presentó la mayor pendiente.

Además, existió otros casos donde la curva se mantenía aún con una deformación gradual, aunque ya se había superado el umbral de "$6(k_i)$" hasta llegar a un tramo con una pendiente mucho más superior, en cuyo caso se seleccionó la carga del inicio de dicho tramo como la sobrecarga crítica adimensional.

3.6.6. Perfiles de deformación horizontal adimensional "Gráfico E"

A partir de la carga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) obtenida, se definieron tres estados representativos de carga: 30 %, 60 % y 100 % de dicho valor. Para cada uno de estos niveles se calculó el valor objetivo de la carga adimensional y, sobre la tabla de resultados experimentales, se identificó el escalón de carga cuyo valor de π_q era más próximo a dicho objetivo. Se seleccionó siempre el valor inmediatamente inferior o más próxima a la fracción considerada, y posteriormente se calculó el porcentaje real de carga que ese escalón representaba respecto a la carga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$). Este procedimiento fue aplicado a la carga adimensional (π_q), como también a la carga dimensional (q), con el fin de registrar en las tablas el nivel de carga efectiva asociado a cada perfil del muro.

Para estos tres porcentajes de la carga crítica ($\pi_{q_{crit}}$) ya definidos (≈30 %, ≈60 % y ≈100 % de $\pi_{q_{crit}}$), se obtuvieron los desplazamientos horizontales adimensionales correspondientes a las alturas que representan el 35% y el 75% de la altura del muro de los datos adimensionales previamente calculados; construyendo de esta manera los perfiles de deformación horizontal adimensional del muro para cada nivel de carga. Estos perfiles se organizaron en un gráfico en

donde el eje "x" representa al desplazamiento horizontal adimensional ($\pi_{\Delta S}$); y el eje "y", a la altura del muro en forma de porcentaje (en donde siempre se dibujará las curvas para z = 0.35H y z = 0.75H).

De esta manera, el conjunto de curvas (el cual se denominó como gráfico "E") permitió describir la evolución aproximada del perfil del muro a medida que se incrementa la sobrecarga hasta alcanzar la carga crítica ($\pi_{q_{crit}}$). Además, en el eje "x" correspondiente al desplazamiento horizontal adimensional ($\pi_{\Delta S}$), se definió un rango correspondiente a ruido de medición de los sensores, en el cual el muro prácticamente no experimentó desplazamiento horizontal.

3.6.7. Gráficos de evaluación de desempeño entre muros

Obtenidos todos los parámetros adimensionales y los gráficos A, B, C, D y E de cada ensayo realizado para cada tipo de muro; se procedió a plotear en un solo gráfico todas las curvas generadas para cada uno de los tipos de suelo. De esta manera se obtuvieron los siguientes gráficos:

- Gráfico "F": comparación de las curvas "A" de los distintos tipos de muro, a fin de evaluar la influencia de la geometría en los desplazamientos horizontales a una altura del 75% de la altura total del muro.
- Gráfico "G": comparación de las curvas "B" de los distintos tipos de muro, a fin de evaluar la influencia de la geometría en los desplazamientos horizontales a una altura del 35% de la altura total del muro.
- Gráfico "H": comparación de las curvas "C" de los distintos tipos de muro, a fin de evaluar la influencia de la geometría en su asentamiento vertical.
- Gráfico "I": comparación de las curvas "D" de los distintos tipos de muro, a fin de evaluar la influencia de la geometría en su rotación.

3.6.8. Cálculo de índices normalizados de deformación

Para poder realizar una comparación homogénea del comportamiento global de los cuatro tipos de muro, se procedió con la obtención de índices de deformación adimensionales normalizados por la sobrecarga crítica adimensional de cada ensayo. Estos índices nos permitieron evaluar cuanta deformación se genera en cada muro por cada unidad de sobrecarga aplicada en la condición de respuesta más exigente, es decir cuando se alcanza la sobrecarga crítica.

Para lograr este análisis, primero se organiza los valores de la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) previamente calculados mediante el análisis de pendiente del gráfico "A" para cada tipo de muro obtenido en cada corrida experimental. Posteriormente se decidió registrar para esta sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) alcanzada los siguientes parámetros adimensionales:

- Desplazamiento horizontal adimensional en 0.75H ($\pi_{\Delta S_{z=0.75H}}$)
- Desplazamiento horizontal adimensional en 0.35H ($\pi_{\Delta S_{z=0.35H}}$)
- Asentamiento vertical adimensional ($\pi_{\Delta S1}$)
- Rotación adimensional ($\pi_{\Delta\theta}$)

Con estos valores se calcularon los índices normalizados de deformación, definidos como la razón entre la magnitud absoluta de cada deformación adimensional y la sobrecarga crítica adimensional del mismo ensayo:

- Índice normalizado de desplazamiento horizontal adimensional en z = 0.75H

$$I_{\pi_{\Delta S_{z=0.75H}}} = \frac{\left|\pi_{\Delta S_{z=0.75H}}\right|}{\pi_{q_{crit}}}$$

- Índice normalizado de desplazamiento horizontal adimensional en z = 0.35H

$$I_{\pi_{\Delta S_{z=0.35H}}} = \frac{\left|\pi_{\Delta S_{z=0.35H}}\right|}{\pi_{q_{crit}}}$$

- Índice normalizado de asentamiento vertical adimensional

$$I_{\pi_{\Delta S1}} = \frac{|\pi_{\Delta S1}|}{\pi_{q_{crit}}}$$

- Índice normalizado de rotación adimensional

$$I_{\pi_{\Delta \theta}} = \frac{|\pi_{\Delta \theta}|}{\pi_{q_{crit}}}$$

Con estos valores se pudo realizar las siguientes interpretaciones:

- Valores mayores de los índices normalizados indicaba que el muro experimentaba mayores deformaciones por cada unidad de sobrecarga añadida, por lo que se relaciona con un desempeño global menos favorable.
- Valores menores de los índices normalizados indicaba que el muro experimentaba menores deformaciones por cada unidad de sobrecarga añadida, por lo que se relaciona con un desempeño global más favorable.

La utilización de estos índices de deformación en esta investigación se justifica debido a que permitieron comparar directamente el comportamiento de los cuatro tipos de muro (Muro Tipo I, Tipo II, Tipo III y Tipo IV) aun con valores de sobrecarga critica ($\pi_{q_{crit}}$) diferentes. Estos valores además permitieron vincular cuantitativamente la inserción de la puntera y talón con mejoras en la estabilidad global de los muros de contención de gravedad.

Por ello, en el capítulo de análisis y discusión de resultados, estos índices fueron utilizados para establecer qué tipo de muro (y por lo tanto que configuración geométrica) presentaba un mejor desempeño frente a desplazamiento horizontal, asentamiento vertical y rotación en su respectiva condición de sobrecarga crítica.

Capítulo IV: Resultados

4.1. Organización general de los resultados

En el presente capítulo se exponen de manera ordenada y sistemática los resultados experimentales obtenidos en los ensayos a escala reducida, sin entrar aún en una interpretación detallada de los mismos. Cabe recalcar que la corrección de desplazamientos horizontales a las alturas z = 0.75H y z = 0.35H se presentan en la sección de Anexos como parte de los valores brindados por los sensores de desplazamiento.

Los resultados, en esta sección, se organizaron de la siguiente manera:

- Determinación del ruido inherente de medición de los sensores.
- Resultados correspondientes a los muros ensayados sobre suelo cohesivo:
    - Parámetros obtenidos en unidades físicas y adimensionalizadas.
    - Curvas adimensionales carga–deformación (desplazamientos horizontales a 0,75H y 0,35H, asentamiento del muro y rotación global).
    - Cuadros de determinación de la carga crítica para cada ensayo.
    - Perfiles de desplazamientos a diferentes porcentajes de la carga crítica.
    - Comparación entre cada tipo de muro de las curvas adimensionales carga–deformación.
- Resultados correspondientes a los muros ensayados sobre suelo granular:
    - Parámetros obtenidos en unidades físicas y adimensionalizadas.
    - Curvas adimensionales carga–deformación.
    - Cuadros de determinación de la carga crítica para cada ensayo.
    - Perfiles de desplazamientos a diferentes porcentajes de la carga crítica.
    - Comparación entre cada tipo de muro de las curvas adimensionales carga–deformación.

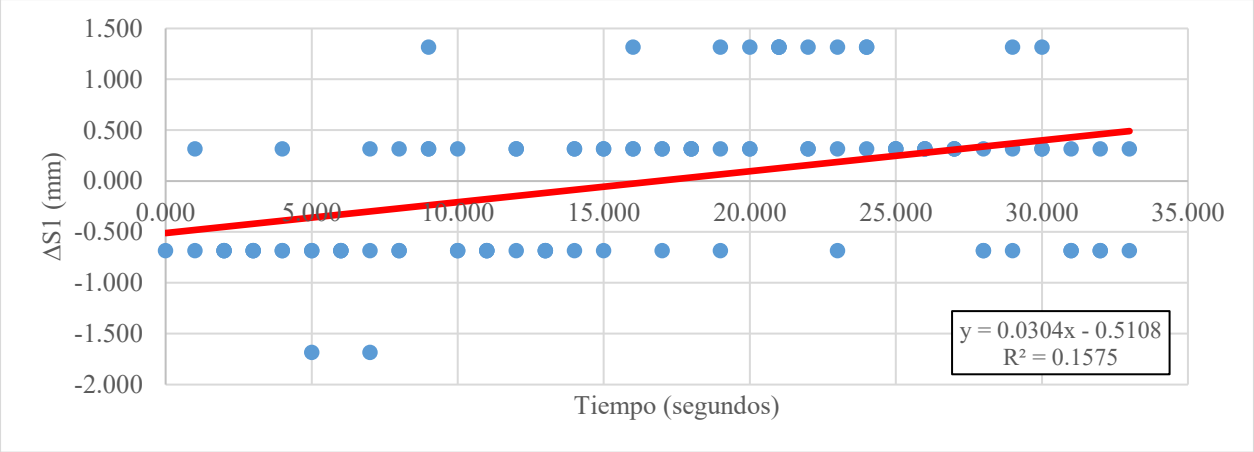
4.1.1. Cálculo de ruido de sensores

Se calculó el ruido de los sensores de distancia y rotación empleados, para definir un umbral objetivo que permitió distinguir entre fluctuaciones instrumentales y movimientos reales del muro. Para ello se analizaron registros correspondientes a una condición estática del sistema (sin sobrecarga aplicada sobre el trasdós), tomando como referencia el primer y el último ensayo ejecutados en la investigación, a fin de considerar posibles variaciones operativas a lo largo de la campaña experimental. En este caso, se consideró la primera corrida en suelo granular del muro tipo IV (muro con puntera y talón) y la segunda corrida en suelo cohesivo del muro tipo IV; como el primer y último ensayo realizado respectivamente.

Las tablas completas de cálculo del ruido instrumental se presentan en los “Anexos”. A partir de este procedimiento se generaron los siguientes gráficos de regresión lineal.

Figura 130

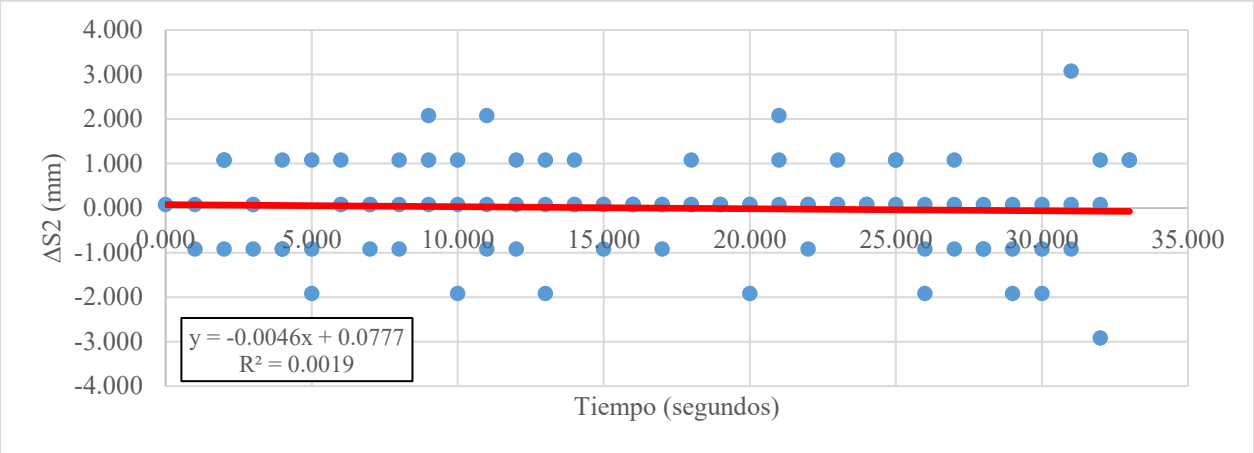
Regresión Lineal de $\Delta S1$ en el Primer Ensayo Realizado



Nota. El valor $R^2 = 0.1575$ indica que aproximadamente el 15.75 % de la variabilidad registrada en ΔS1 es explicada por la recta auxiliar ajustada en función del tiempo; el 84.25 % restante corresponde a variaciones no explicadas por dicha tendencia lineal.

Figura 131

Regresión Lineal de ΔS2 en el Primer Ensayo Realizado



Nota. El valor $R^2 = 0.00004$ indica que aproximadamente el 0.004 % de la variabilidad registrada en ΔS3 es explicada por la recta auxiliar ajustada en función del tiempo; el 99.996 % restante corresponde a variaciones no explicadas por dicha tendencia lineal.

Figura 132

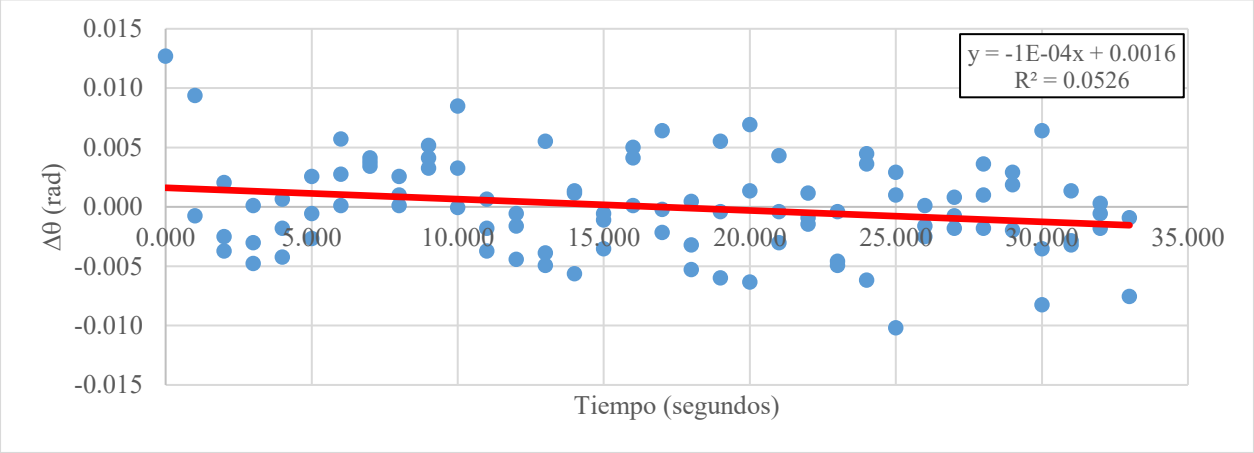
Regresión Lineal de ΔS3 en el Primer Ensayo Realizado



Nota. El valor $R^2 = 0.00004$ indica que aproximadamente el 0.004 % de la variabilidad registrada en ΔS3 es explicada por la recta auxiliar ajustada en función del tiempo; el 99.996 % restante corresponde a variaciones no explicadas por dicha tendencia lineal.

Figura 133

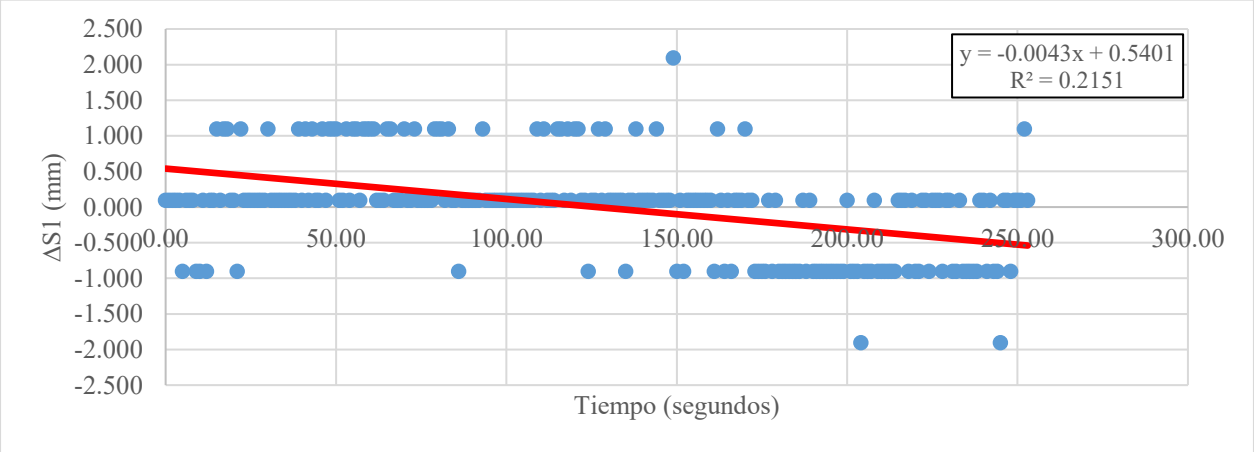
Regresión Lineal de $\Delta\theta$ en el Primer Ensayo Realizado



Nota. El valor $R^2 = 0.0526$ indica que aproximadamente el 5.26 % de la variabilidad registrada en Δθ es explicada por la recta auxiliar ajustada en función del tiempo; el 94.74 % restante corresponde a variaciones no explicadas por dicha tendencia lineal.

Figura 134

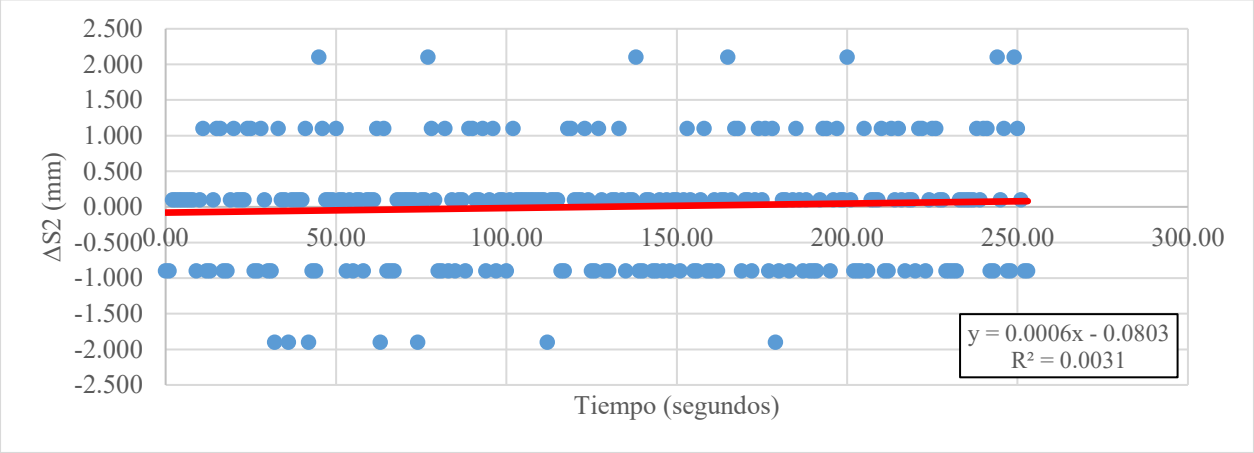
Regresión Lineal de $\Delta S1$ en el Último Ensayo Realizado



Nota. El valor $R^2 = 0.2151$ indica que aproximadamente el 21.51 % de la variabilidad registrada en ΔS1 es explicada por la recta auxiliar ajustada en función del tiempo; el 78.49 % restante corresponde a variaciones no explicadas por dicha tendencia lineal.

Figura 135

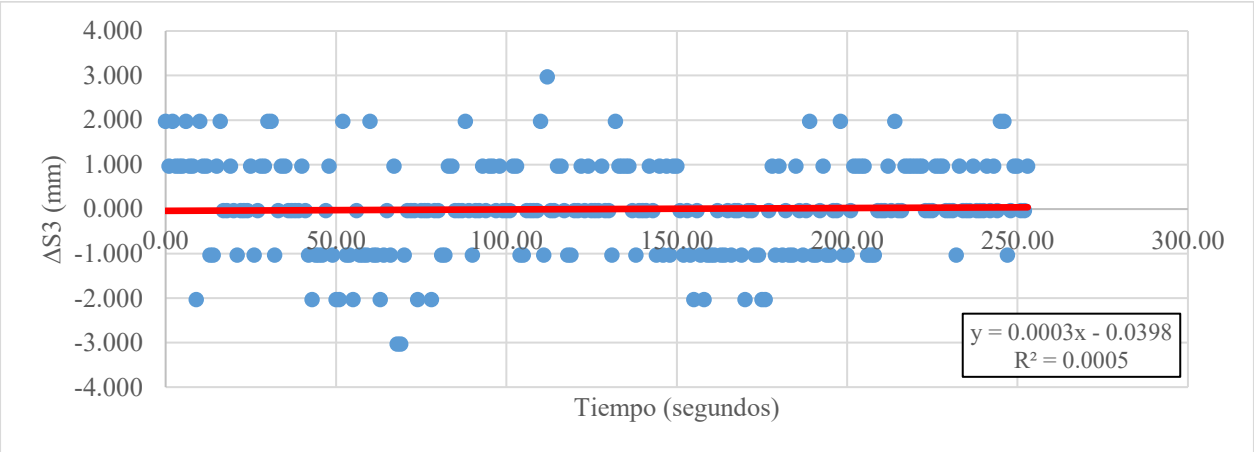
Regresión Lineal de ΔS2 en el Último Ensayo Realizado



Nota. El valor $R^2 = 0.0031$ indica que aproximadamente el 0.31 % de la variabilidad registrada en ΔS2 es explicada por la recta auxiliar ajustada en función del tiempo; el 99.69 % restante corresponde a variaciones no explicadas por dicha tendencia lineal.

Figura 136

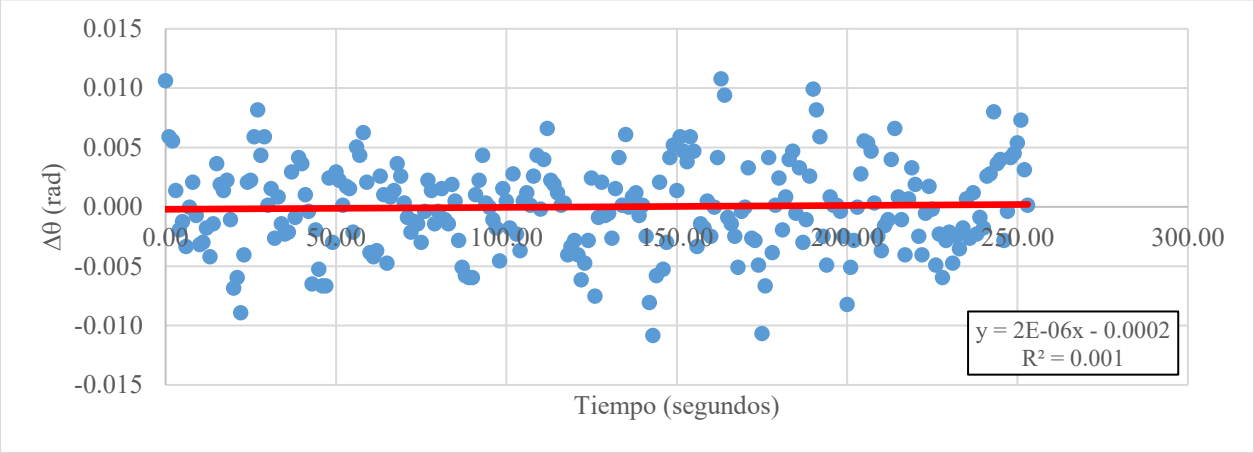
Regresión Lineal de ΔS3 en el Último Ensayo Realizado



Nota. El valor $R^2 = 0.0005$ indica que aproximadamente el 0.05 % de la variabilidad registrada en ΔS3 es explicada por la recta auxiliar ajustada en función del tiempo; el 99.95 % restante corresponde a variaciones no explicadas por dicha tendencia lineal.

Figura 137

Regresión Lineal de Δθ en el Último Ensayo Realizado



Nota. El valor $R^2 = 0.0010$ indica que aproximadamente el 0.10 % de la variabilidad registrada en Δθ es explicada por la recta auxiliar ajustada en función del tiempo; el 99.90 % restante corresponde a variaciones no explicadas por dicha tendencia lineal.

Los valores de R^2 mostrados en las regresiones lineales del análisis de ruido corresponden únicamente al ajuste de una recta auxiliar sobre registros obtenidos en condición estática, sin aplicación de sobrecarga ni movimiento esperado del sistema. Por ello, no fueron utilizados como indicadores de desempeño del modelo experimental ni como criterios para interpretar la respuesta carga–deformación del muro, sino como valores descriptivos de la tendencia lineal asociada a cada señal.

En este contexto, los bajos valores de R^2 observados indican que las lecturas no siguieron una tendencia lineal dominante con el tiempo, lo cual es coherente con una señal afectada principalmente por fluctuaciones instrumentales aleatorias alrededor de una posición de referencia.

En consecuencia, la regresión lineal se empleó solo para identificar y remover, en caso existiera, una deriva instrumental de baja magnitud; mientras que la cuantificación del ruido se realizó mediante la desviación estándar de los residuos entre las lecturas medidas y la recta de tendencia.

El análisis de diferencias entre valores medidos y valores de la regresión, permitió determinar el valor de la desviación estándar (σ_{est}) de los valores brindados por la lectura de los sensores VL53L0X (ΔS1, ΔS2 y ΔS3) y del sensor MPU6050 (Δθ):

Tabla 63

Desviación Estándar de Lectura de Sensores en el Primer Ensayo

Desviación Estándar (σest)			
ΔS1 (mm)	**ΔS2 (mm)**	**ΔS3 (mm)**	**Δθ (rad)**
0.667	1.001	0.963	0.004

Tabla 64

Desviación Estándar de Lectura de Sensores en el Último Ensayo

Desviación Estándar (σest)			
ΔS1 (mm)	**ΔS2 (mm)**	**ΔS3 (mm)**	**Δθ (rad)**
0.599	0.836	1.038	0.004

Posteriormente se promediaron los valores de estas desviaciones estándar (σ_{est}):

Tabla 65

Promedio de Desviaciones Estándar de Sensores

SENSORES DE DISTANCIA (S1, S2, S3) (mm)	0.818
SENSOR DE ROTACIÓN (θ) (rad)	0.004

4.1.2. Ruido instrumental de los sensores de distancia

Considerando la altura del muro modelo H = 0.20 m, el valor de la desviación estándar (σ_{est}) de los sensores de distancia corresponde a un desplazamiento relativo adimensional de:

$$\pi_{\Delta S_{ruído}} = \frac{\sigma_{est}}{H} = \frac{(0.818)(10^{-3})\ m}{0.20\ m} = 0.004$$

Por ende, se asumió que valores de desplazamiento entre -0.004 y +0.004 representaban valores de no significancia y que se deben a fluctuaciones por el ruido típico del sensor de distancia.

Además, se consideró el valor de ($\pm 3\sigma_{est}$) de ± 0.012 como una estimación del máximo ruido esperable en eventos aislados, es decir, fluctuaciones excepcionales salvo que se presenten de manera sostenida en escalones consecutivos o acompañadas de un cambio de tendencia persistente, caso en el cual se interpretarían como desplazamiento estructural significativo.

4.1.3. Ruido instrumental del sensor de rotación

Para el caso de la rotación, al estar en radianes el valor adimensional de su desviación estándar (σ_{est}), el ruido instrumental típico fue numéricamente igual.

$$\pi_{\Delta\theta_{ruído}} = 0.004$$

Por ende, se asumió que valores de rotación entre -0.004 y +0.004 representaban valores de no significancia y que se deben a fluctuaciones por el ruido típico del sensor de rotación.

Además, se consideró el valor de ($\pm 3\sigma_{est}$) de ± 0.012 como una estimación del máximo ruido esperable para casos excepcionales salvo que se presenten de manera sostenida en escalones consecutivos o acompañadas de un cambio de tendencia persistente, caso en el cual se interpretarían como una rotación significativa.

4.2. Resultados para muros ensayados en suelo cohesivo

4.2.1. Cálculo de parámetros adimensionales

En esta sección se muestra la obtención de los valores adimensionales de la carga (π_q), el desplazamiento horizontal en 0.35H ($\pi_{\Delta S_{z=0.35H}}$), el desplazamiento horizontal en 0.75H ($\pi_{\Delta S_{z=0.75H}}$), el asentamiento ($\pi_{\Delta S1}$) y la rotación ($\pi_{\Delta\theta}$), para cada muro ensayado. Aunque el tiempo objetivo por escalón de carga fue de 180 segundos, en la ejecución del ensayo algunos escalones se prolongaron por limitaciones operativas; por criterios de consistencia y comparabilidad, el análisis se normalizó a los primeros 180 segundos de cada escalón. Dentro de dicho intervalo, el valor representativo de cada variable se determinó como el promedio de las lecturas registradas durante los últimos 30 s. La fundamentación y el detalle del criterio de selección del intervalo se desarrollan en la sección metodológica previa; adicionalmente, los registros completos de los sensores de desplazamiento y rotación se incluyen en los Anexos.

4.2.1.1. Muro tipo I: configuración sin puntera ni talón

Tabla 66

Parámetros Adimensionales para Muro Tipo I en Suelo Cohesivo - Primera Corrida

P total (kg)	q (kgf/m2)	ΔS1 (mm)	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Δθ (rad)	π_q	$\pi_{\Delta S1}$	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta\theta}$(rad)
1.541	39.513	0.009	-0.131	-0.774	0.000	0.200	0.000	-0.001	-0.004	0.000
31.615	810.641	0.309	0.303	-0.341	0.000	4.112	0.002	0.002	-0.002	0.000
35.952	921.846	0.143	0.038	-0.961	-0.001	4.676	0.001	0.000	-0.005	-0.001
42.969	1101.769	1.143	0.103	-1.684	0.000	5.588	0.006	0.001	-0.008	0.000
48.469	1242.795	-0.391	-0.302	-0.234	-0.002	6.303	-0.002	-0.002	-0.001	-0.002
53.969	1383.821	0.909	0.260	-1.247	-0.004	7.019	0.005	0.001	-0.006	-0.004
59.469	1524.846	0.743	-0.088	-1.012	-0.004	7.734	0.004	0.000	-0.005	-0.004
64.969	1665.872	1.609	-0.760	-1.353	-0.006	8.449	0.008	-0.004	-0.007	-0.006
70.469	1806.897	1.643	-0.924	-2.253	-0.008	9.164	0.008	-0.005	-0.011	-0.008
75.969	1947.923	2.976	-2.666	-2.954	-0.013	9.880	0.015	-0.013	-0.015	-0.013
81.469	2088.949	25.709	-17.266	-20.602	-0.100	10.595	0.129	-0.086	-0.103	-0.100

Se puede observar que los escalones de carga (P total) se inició con un valor de 1.541 kg correspondiente al peso propio de la palca rígida de carga (placa de madera). Posteriormente se continuó con una sobrecarga elevada de 31.615 kg. Esta decisión responde a criterios operativos del ensayo, dado que en las pruebas piloto se identificó que el suelo cohesivo se requería de incrementos significativos de carga para generar el mecanismo de falla buscado. En consecuencia, con el fin de optimizar la duración de los ensayos, se optó por emplear un primer incremento de carga relativamente alto para luego continuar con cargas más escalonadas. Esta práctica se realizó en algunas corridas ensayadas sobre suelo cohesivo.

Tabla 67

Parámetros Adimensionales para Muro Tipo I en Suelo Cohesivo - Segunda Corrida

P total (kg)	q (kgf/m2)	ΔS1 (mm)	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Δθ (rad)	π_q	$\pi_{\Delta S1}$	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta\theta}$(rad)
1.541	39.513	-0.302	-0.318	-0.661	0.001	0.200	-0.002	-0.002	-0.003	0.001
12.541	321.564	-0.536	-1.009	-0.489	0.000	1.631	-0.003	-0.005	-0.002	0.000
23.541	603.615	-0.702	-0.720	-0.708	0.000	3.061	-0.004	-0.004	-0.004	0.000
35.381	907.205	0.531	-1.309	-0.789	-0.002	4.601	0.003	-0.007	-0.004	-0.002
49.410	1266.923	1.731	-1.296	-0.623	-0.007	6.426	0.009	-0.006	-0.003	-0.007
54.639	1401.000	1.498	-1.349	-0.905	-0.010	7.106	0.007	-0.007	-0.005	-0.010
58.976	1512.205	2.031	-1.958	-1.616	-0.013	7.670	0.010	-0.010	-0.008	-0.013
64.476	1653.231	4.331	-1.905	-2.096	-0.017	8.385	0.022	-0.010	-0.010	-0.017
69.976	1794.256	6.564	-4.087	-4.837	-0.036	9.100	0.033	-0.020	-0.024	-0.036
75.476	1935.282	6.998	-4.323	-6.621	-0.035	9.816	0.035	-0.022	-0.033	-0.035
80.976	2076.308	7.098	-4.505	-5.458	-0.037	10.531	0.035	-0.023	-0.027	-0.037
86.476	2217.333	7.431	-5.725	-5.382	-0.035	11.246	0.037	-0.029	-0.027	-0.035
91.976	2358.359	8.364	-8.116	-9.958	-0.037	11.961	0.042	-0.041	-0.050	-0.037

En esta corrida se comenzó con una primera carga inferior al anterior, esta decisión se tomó para observar también la respuesta del muro en una etapa temprana de incrementos de sobrecarga.

4.2.1.2. Muro Tipo II: configuración solo puntera

Tabla 68

Parámetros Adimensionales para Muro Tipo II en Suelo Cohesivo - Primera Corrida

P total (kg)	q (kgf/m2)	ΔS1 (mm)	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Δθ (rad)	π_q	$\pi_{\Delta S1}$	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta\theta}$(rad)
1.541	39.513	0.313	-0.136	-0.191	-0.001	0.200	0.002	-0.001	-0.001	-0.001
7.041	180.538	1.047	0.008	-0.606	-0.001	0.916	0.005	0.000	-0.003	-0.001
12.541	321.564	1.080	0.115	0.238	-0.002	1.631	0.005	0.001	0.001	-0.002
18.041	462.590	2.647	-0.780	-0.607	-0.005	2.346	0.013	-0.004	-0.003	-0.005
23.541	603.615	2.713	-0.494	-1.134	-0.010	3.061	0.014	-0.002	-0.006	-0.010
29.041	744.641	4.413	-1.006	-2.763	-0.014	3.777	0.022	-0.005	-0.014	-0.014
34.541	885.667	4.013	-1.664	-4.006	-0.021	4.492	0.020	-0.008	-0.020	-0.021
40.041	1026.692	6.980	-2.635	-5.688	-0.035	5.207	0.035	-0.013	-0.028	-0.035
45.541	1167.718	53.413	-8.230	-17.225	-0.086	5.923	0.267	-0.041	-0.086	-0.086

Se pudo observar que, en este muro, la sobrecarga máxima soportada fue claramente inferior al del muro tipo I (se realizará un análisis más detallado en el capítulo siguiente). Los incrementos de carga se realizaron de gradualmente, obteniéndose los parámetros adimensionales.

Tabla 69

Parámetros Adimensionales para Muro Tipo II en Suelo Cohesivo - Segunda Corrida

P total (kg)	q (kgf/m2)	ΔS1 (mm)	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Δθ (rad)	π_q	$\pi_{\Delta S1}$	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta\theta}$(rad)
1.541	39.513	0.344	0.582	0.315	0.000	0.200	0.002	0.003	0.002	0.000
34.853	893.667	2.444	-1.203	-1.952	-0.017	4.533	0.012	-0.006	-0.010	-0.017
40.353	1034.692	2.911	-2.175	-2.188	-0.019	5.248	0.015	-0.011	-0.011	-0.019
45.853	1175.718	5.544	-9.160	-15.878	-0.035	5.963	0.028	-0.046	-0.079	-0.035

En esta corrida, se comenzó con una carga inicial alta pues ya se conocía aproximadamente el valor en el que el sistema iba a ceder. Si bien ello implicó no registrar la respuesta del muro frente a incrementos tempranos de carga, esta pérdida de información se consideró aceptable, ya que el objetivo central de la investigación es evaluar la estabilidad global de los muros y no caracterizar en detalle su comportamiento en la zona predominantemente rígida previa al desarrollo del mecanismo de falla.

4.2.1.3. Muro Tipo III: configuración solo talón

Tabla 70

Parámetros Adimensionales para Muro Tipo III en Suelo Cohesivo - Primera Corrida

P total (kg)	q (kgf/m2)	ΔS1 (mm)	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Δθ (rad)	π_q	$\pi_{\Delta S1}$	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta\theta}$(rad)
1.541	39.513	-0.048	0.223	0.125	0.000	0.200	0.000	0.001	0.001	0.000
34.853	893.667	5.885	-1.836	-1.807	-0.016	4.533	0.029	-0.009	-0.009	-0.016
40.353	1034.692	7.052	-1.980	-2.662	-0.016	5.248	0.035	-0.010	-0.013	-0.016
45.853	1175.718	7.418	-2.599	-2.520	-0.018	5.963	0.037	-0.013	-0.013	-0.018
51.353	1316.744	8.085	-2.241	-2.288	-0.020	6.678	0.040	-0.011	-0.011	-0.020
56.853	1457.769	10.185	-2.891	-3.751	-0.030	7.394	0.051	-0.014	-0.019	-0.030
62.353	1598.795	10.752	-2.941	-4.055	-0.029	8.109	0.054	-0.015	-0.020	-0.029
67.853	1739.821	16.252	-9.704	-12.901	-0.074	8.824	0.081	-0.049	-0.065	-0.074

Para este ensayo se comenzó con un primer escalón de sobrecarga alto, para optimizar el tiempo de ensayo. Se lograron obtener exitosamente los parámetros de respuesta adimensionales.

Tabla 71

Parámetros Adimensionales para Muro Tipo III en Suelo Cohesivo - Segunda Corrida

P total (kg)	q (kgf/m2)	ΔS1 (mm)	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Δθ (rad)	π_q	$\pi_{\Delta S1}$	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta\theta}$(rad)
1.541	39.513	-0.259	0.411	0.134	0.000	0.200	-0.001	0.002	0.001	0.000
34.853	893.667	2.508	-0.232	-1.550	-0.011	4.533	0.013	-0.001	-0.008	-0.011
40.353	1034.692	2.574	-1.052	-1.304	-0.012	5.248	0.013	-0.005	-0.007	-0.012
45.853	1175.718	3.208	-0.787	-1.775	-0.012	5.963	0.016	-0.004	-0.009	-0.012
51.353	1316.744	4.141	-1.257	-2.270	-0.013	6.678	0.021	-0.006	-0.011	-0.013
56.853	1457.769	5.641	-1.009	-2.886	-0.016	7.394	0.028	-0.005	-0.014	-0.016
62.353	1598.795	12.174	-4.259	-7.228	-0.048	8.109	0.061	-0.021	-0.036	-0.048
67.853	1739.821	11.341	-3.887	-7.059	-0.048	8.824	0.057	-0.019	-0.035	-0.048
73.353	1880.846	12.608	-4.546	-6.930	-0.046	9.540	0.063	-0.023	-0.035	-0.046
78.853	2021.872	16.108	-8.212	-11.561	-0.063	10.255	0.081	-0.041	-0.058	-0.063

Para esta segunda corrida también se comenzó con un primer escalón de sobrecarga alto, para optimizar el tiempo de ensayo. De igual forma, se lograron obtener exitosamente los parámetros de respuesta adimensionales.

4.2.1.4. Muro Tipo IV: configuración con puntera y talón

Tabla 72

Parámetros Adimensionales para Muro Tipo IV en Suelo Cohesivo - Primera Corrida

P total (kg)	q (kgf/m2)	ΔS1 (mm)	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Δθ (rad)	π_q	$\pi_{\Delta S1}$	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta\theta}$(rad)
1.541	39.513	-0.273	0.534	0.442	-0.001	0.200	-0.001	0.003	0.002	-0.001
12.541	321.564	-0.207	0.558	2.370	0.001	1.631	-0.001	0.003	0.012	0.001
18.041	462.590	0.227	0.161	1.668	-0.001	2.346	0.001	0.001	0.008	-0.001
23.541	603.615	-0.073	0.491	2.633	-0.002	3.061	0.000	0.002	0.013	-0.002
35.381	907.205	-0.440	1.370	1.633	-0.002	4.601	-0.002	0.007	0.008	-0.002
49.554	1270.615	-0.407	2.048	1.092	-0.001	6.444	-0.002	0.010	0.005	-0.001
53.891	1381.821	1.927	2.144	2.483	-0.002	7.008	0.010	0.011	0.012	-0.002
59.122	1515.949	0.460	1.377	2.046	-0.002	7.689	0.002	0.007	0.010	-0.002
64.622	1656.974	3.360	0.383	0.113	-0.011	8.404	0.017	0.002	0.001	-0.011
70.122	1798.000	4.693	-0.490	0.180	-0.010	9.119	0.023	-0.002	0.001	-0.010
75.622	1939.026	4.660	0.348	2.058	-0.011	9.835	0.023	0.002	0.010	-0.011
81.122	2080.051	3.760	0.077	0.746	-0.009	10.550	0.019	0.000	0.004	-0.009
87.342	2239.538	5.160	0.355	2.472	-0.012	11.359	0.026	0.002	0.012	-0.012
92.122	2362.103	5.360	0.318	0.404	-0.012	11.980	0.027	0.002	0.002	-0.012
97.622	2503.128	6.993	-0.360	1.275	-0.021	12.696	0.035	-0.002	0.006	-0.021
103.122	2644.154	7.627	-0.096	1.183	-0.023	13.411	0.038	0.000	0.006	-0.023
110.142	2824.154	17.393	-6.766	-9.195	-0.057	14.324	0.087	-0.034	-0.046	-0.057
115.958	2973.282	18.160	-6.918	-9.194	-0.063	15.080	0.091	-0.035	-0.046	-0.063
126.958	3255.333	16.993	-9.214	-10.449	-0.061	16.511	0.085	-0.046	-0.052	-0.061

Para este ensayo se realizó su carga de forma escalonada, con incrementos altos en los primeros escalones de carga, y a partir de los 49.554 kg se utilizó incrementos menores de carga. Se pudo evidenciar el alto valor de la carga final en la que el sistema cedió, a diferencia de los muros previamente ensayados.

Tabla 73

Parámetros Adimensionales para Muro Tipo IV en Suelo Cohesivo - Segunda Corrida

P total (kg)	q (kgf/m2)	ΔS1 (mm)	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Δθ (rad)	π_q	$\pi_{\Delta S1}$	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta\theta}$(rad)
1.541	39.513	-0.172	-0.131	-0.693	0.000	0.200	-0.001	-0.001	-0.003	0.000
12.541	321.564	0.161	0.587	0.101	0.000	1.631	0.001	0.003	0.001	0.000
23.541	603.615	0.494	0.010	0.185	0.001	3.061	0.002	0.000	0.001	0.001
59.707	1530.949	0.728	0.184	-0.454	-0.004	7.765	0.004	0.001	-0.002	-0.004
64.938	1665.077	1.494	0.108	-0.149	-0.003	8.445	0.007	0.001	-0.001	-0.003
75.938	1947.128	1.994	0.019	0.371	-0.004	9.876	0.010	0.000	0.002	-0.004
86.938	2229.179	2.328	-0.595	-1.284	-0.007	11.306	0.012	-0.003	-0.006	-0.007
97.938	2511.231	1.428	-0.861	-1.829	-0.008	12.737	0.007	-0.004	-0.009	-0.008
108.938	2793.282	3.128	-0.511	-0.286	-0.009	14.167	0.016	-0.003	-0.001	-0.009
119.938	3075.333	2.228	-1.746	-2.790	-0.010	15.598	0.011	-0.009	-0.014	-0.010
130.938	3357.385	5.428	-2.007	-2.468	-0.015	17.028	0.027	-0.010	-0.012	-0.015
137.958	3537.385	7.494	-2.547	-2.753	-0.019	17.941	0.037	-0.013	-0.014	-0.019

En esta segunda corrida se comenzó con incrementos de carga moderados. Una vez alcanzado el valor de 23.541 kg y considerando el valor máximo de carga requerido para la cedencia del sistema en la primera corrida, se decidió realizar un incremento alto de carga hasta los 59.707 kg; retomando posteriormente con el esquema de incremento de cargas progresivo. Igualmente, en esta corrida se pudo evidenciar valores de sobrecarga mucho más elevados que los muros previamente ensayados.

4.2.2. Curvas carga – desplazamiento horizontal en z = 0.75H

Considerando los valores adimensionales previamente calculados, se procedió a generar las gráficas correspondientes. En esta sección se muestran las curvas en donde se compararon los valores de la sobrecarga adimensional (π_q) con el desplazamiento horizontal adimensional a 0.75H ($\pi_{\Delta S_{z=0.75H}}$) de cada uno de los muros de contención ensayados.

En cada uno de los gráficos se puede apreciar que en los primeros incrementos de cargas existe un desplazamiento con valores dentro del umbral de ruido de $\pm\sigma_{est}$ (alrededor de +0.004 y -0.004), hasta alcanzar un valor en donde se observa el inicio del tramo de máxima pendiente en la gráfica representando el valor de la carga crítica (valor que se analizará de forma detallada en la sección "Determinación de sobrecarga crítica"). Cabe recalcar que la definición de esta carga crítica se realizó únicamente en base al análisis de esta curva.

Si bien se identificaron que existen casos aislados con picos elevados de desplazamiento en los primeros escalones, como es el caso de la primera corrida del muro tipo IV; dichas lecturas se mantuvieron dentro del rango de $\pm 3\sigma_{est}$ equivalente a 0.012, valor que representa el máximo ruido instrumental esperable en eventos excepcionales. Debido a que estos picos no se mostraron de forma sostenida ni mostraron una tendencia clara, se interpretaron como fluctuaciones atípicas propias del sensor que no representaban movimiento real del muro. En otros casos donde estos desplazamientos superaron significativamente el valor de $\pm 3\sigma_{est}$ y/o se mantuvieron con una tendencia consistente en escalones consecutivos; si se consideró que hubo un desplazamiento.

Finalmente, para la comprensión de los gráficos, en el eje "y" que representa el desplazamiento horizontal en z = 0.75H de cada muro de contención, se considera positivo cuando el muro se desplaza hacia el relleno y se consideran valores negativos cuando el muro se desplaza hacia afuera del relleno. Como se podrá apreciar en los gráficos los pocos valores positivos, se atribuyen al ruido instrumental y no a un desplazamiento real hacia el trasdós.

4.2.2.1. Muro Tipo I: configuración sin puntera ni talón

Figura 138

Curva carga – desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo I en suelo cohesivo – Primera Corrida

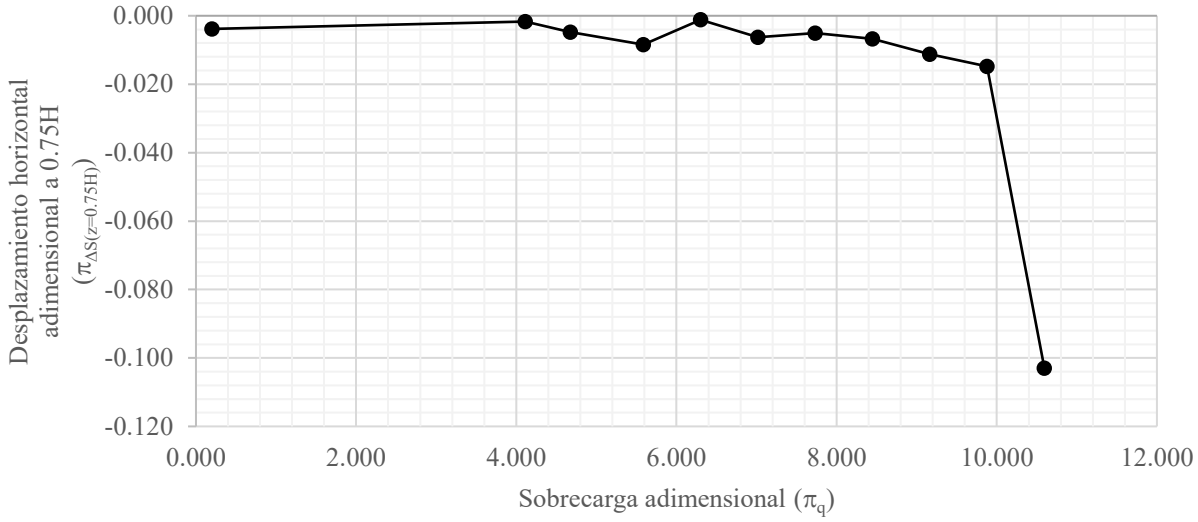
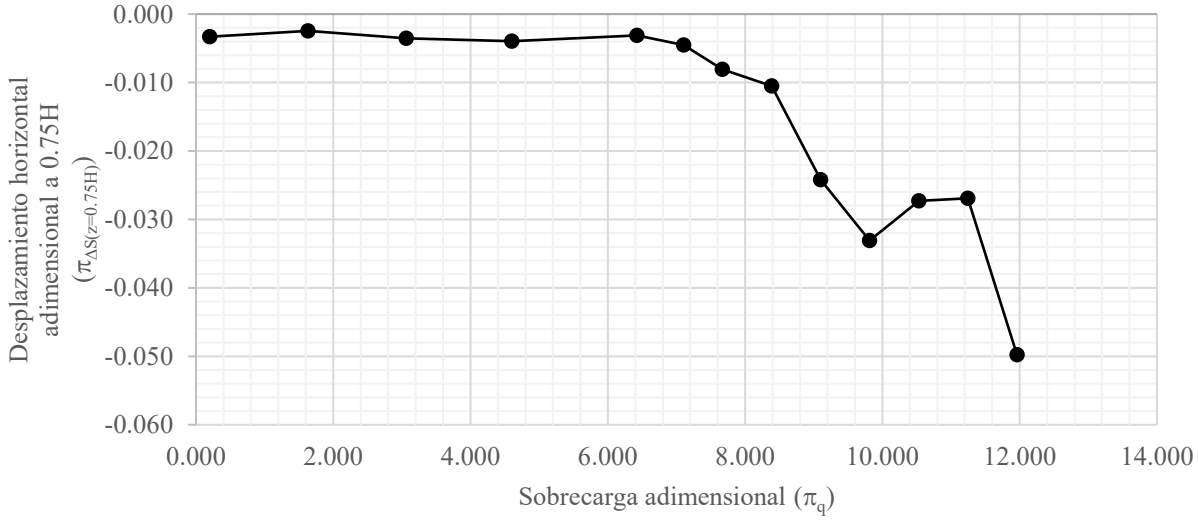


Figura 139

Curva carga – desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo I en suelo cohesivo – Segunda Corrida



4.2.2.2. Muro Tipo II: configuración solo puntera

Figura 140

Curva carga – desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo II en suelo cohesivo - Primera Corrida

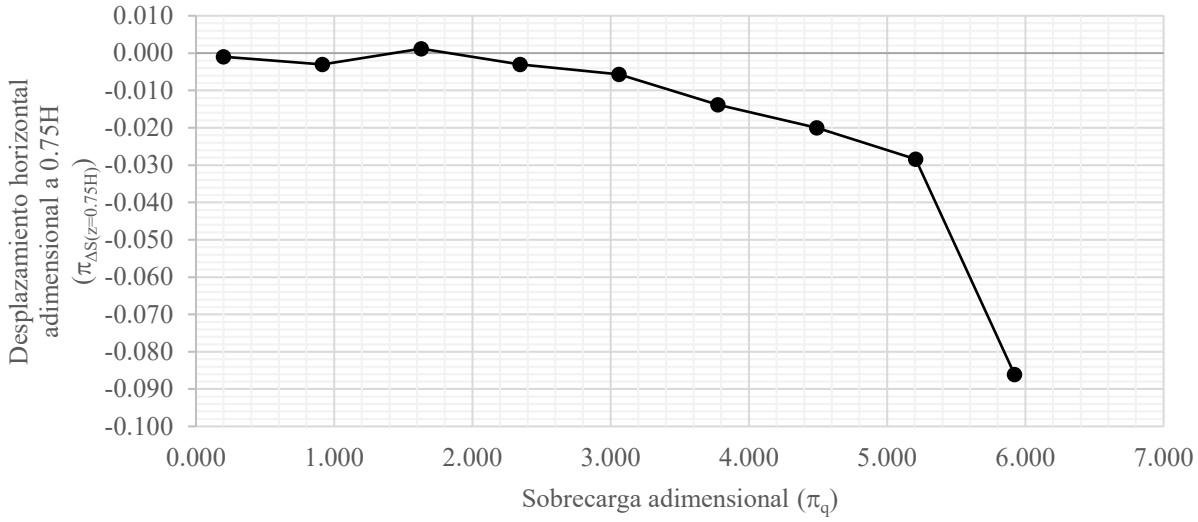
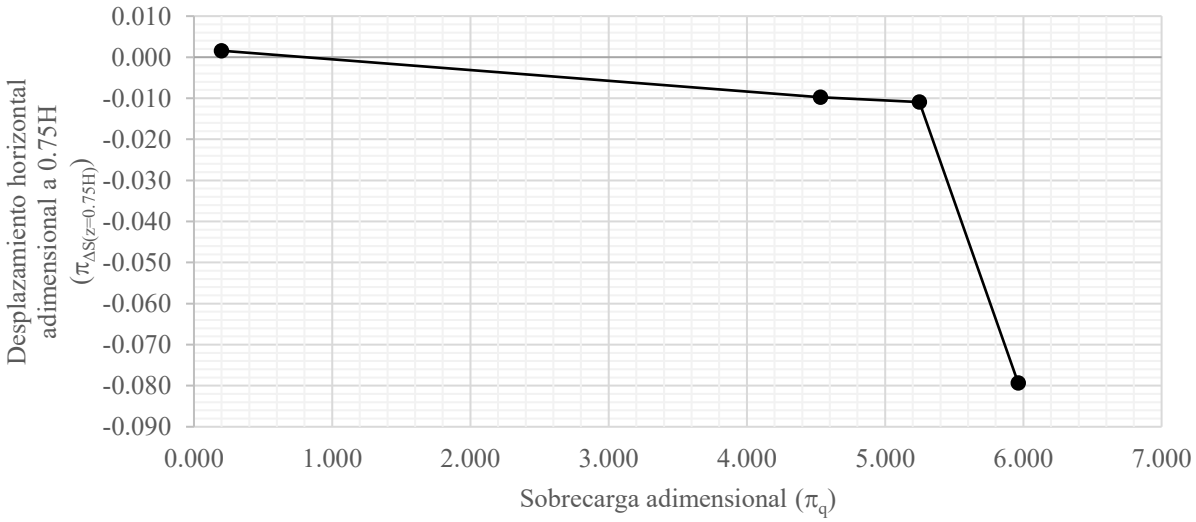


Figura 141

Curva carga – desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo II en suelo cohesivo - Segunda Corrida



4.2.2.3. Muro Tipo III: configuración solo talón

Figura 142

Curva carga – desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo III en suelo cohesivo - Primera Corrida

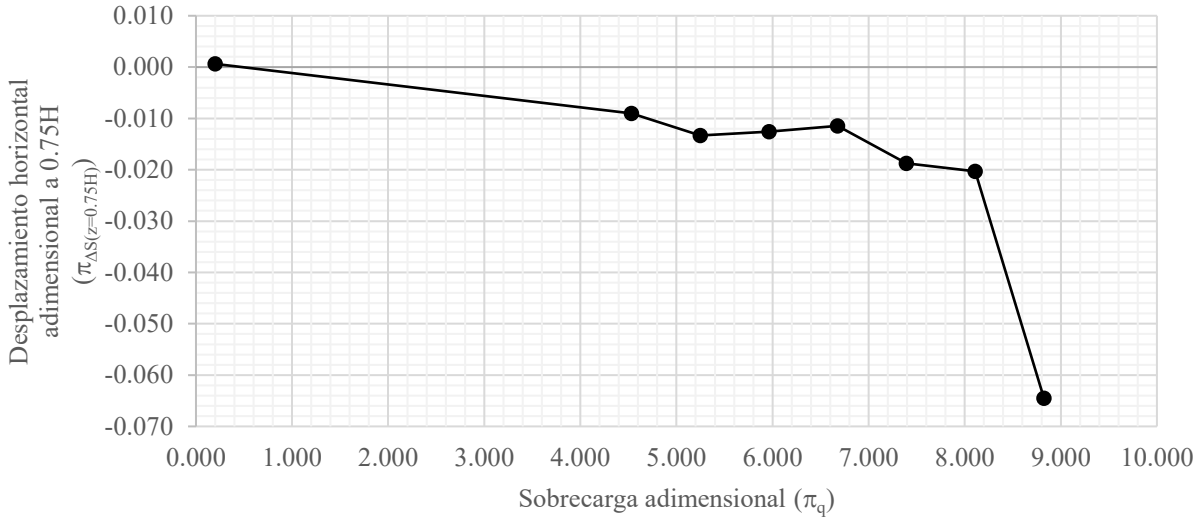
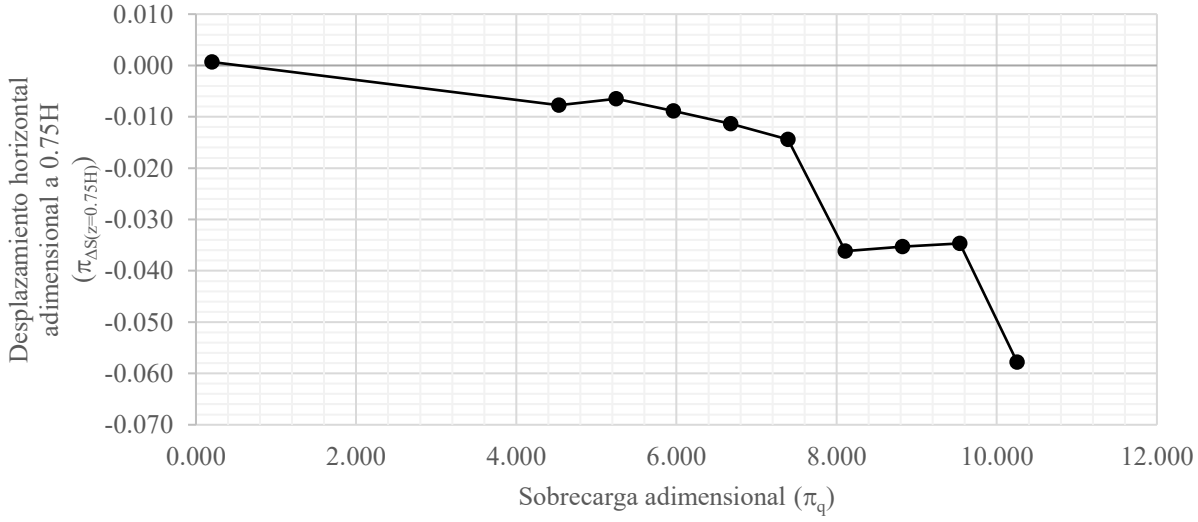


Figura 143

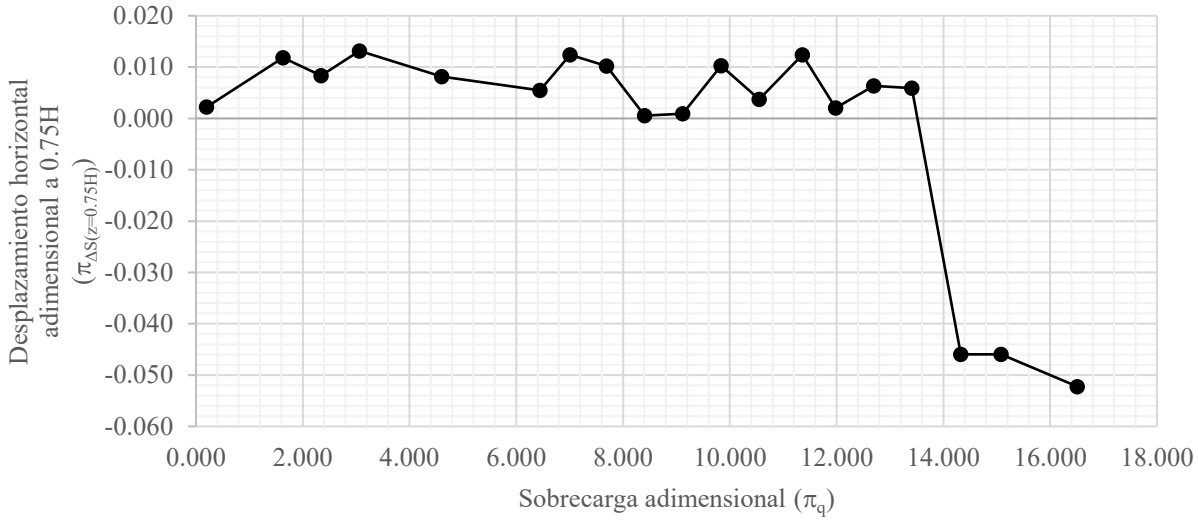
Curva carga –desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo III en suelo cohesivo - Segunda Corrida



4.2.2.4. Muro Tipo IV: configuración con puntera y talón

Figura 144

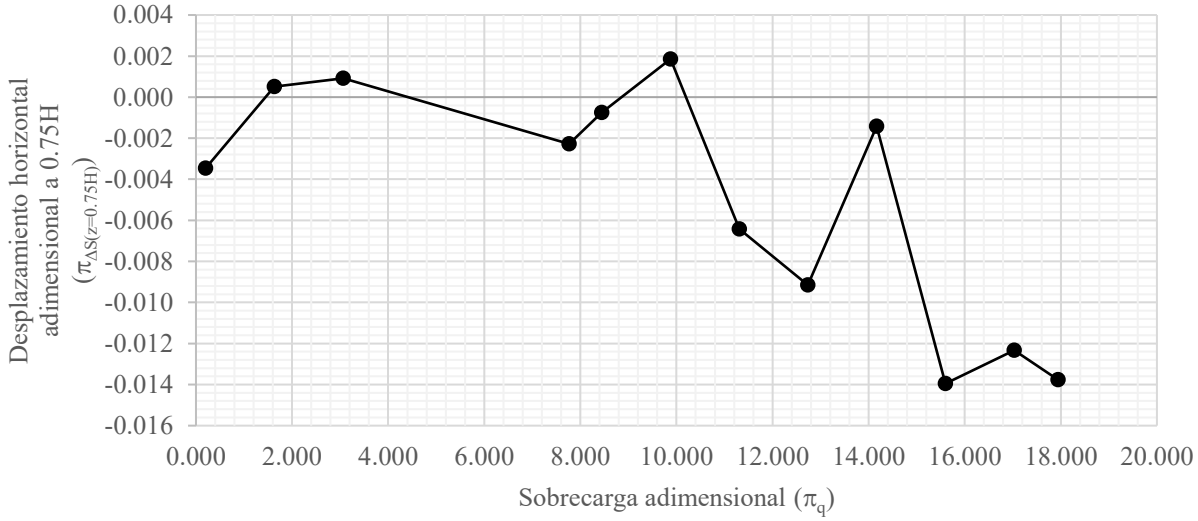
Curva carga – desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo IV en suelo cohesivo - Primera Corrida



Nota. En el tramo inicial de este gráfico se observan picos aislados de desplazamiento por debajo del umbral de $\pm 3\sigma_{est}$, que, al no seguir una tendencia clara, se interpretan como fluctuaciones atípicas propias del ruido instrumental y no como un desplazamiento real y progresivo del muro.

Figura 145

Curva carga – desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo IV en suelo cohesivo - Segunda Corrida



4.2.3. Curvas carga – desplazamiento horizontal en z = 0.35H

Considerando los valores adimensionales previamente calculados se procedió a generar las gráficas correspondientes. En esta sección se muestran las curvas en donde se compararon los valores de la sobrecarga adimensional (π_q) con el desplazamiento horizontal adimensional a 0.35H ($\pi_{\Delta S_{z=0.35H}}$) de cada uno de los muros de contención ensayados. En la mayor parte de los gráficos se puede apreciar que en los primeros incrementos de cargas existe un desplazamiento con valores dentro del umbral de ruido de $\pm\sigma_{est}$ (alrededor de +0.004 y -0.004), hasta alcanzar un valor en donde se observa el inicio del tramo de máxima pendiente en la gráfica.

En contraste, existen casos en donde aparecieron desplazamientos adimensionales en el umbral de $\pm 3\sigma_{est}$ (alrededor de ± 0.012). En algunos casos se trataron de lecturas aisladas debido a fluctuaciones atípicas de los sensores, esto último cuando se evidenciaba que estos valores no seguían una tendencia clara o no eran significativamente más grandes que $\pm 3\sigma_{est}$. En otros casos cuando las lecturas se encontraban en el umbral de $\pm 3\sigma_{est}$ (alrededor de ± 0.012), pero si se evidenciaba una tendencia clara en la gráfica, se consideró un estado de desplazamiento progresivo del muro ensayado.

Finalmente, para entender los gráficos, el eje “y” representa el desplazamiento horizontal en 0.35H de cada muro de contención, se considera desplazamiento positivo cuando el muro se desplaza hacia el relleno y se consideran valores negativos cuando el muro se desplaza hacia afuera del relleno. Cabe recalcar que los casos aislados de datos positivos de desplazamiento, se debieron a fluctuaciones atípicas de los sensores de desplazamiento y no de desplazamientos reales hacia dentro del relleno del muro.

4.2.3.1. Muro Tipo I: configuración sin puntera ni talón

Figura 146

Curva carga – desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo I en suelo cohesivo - Primera Corrida

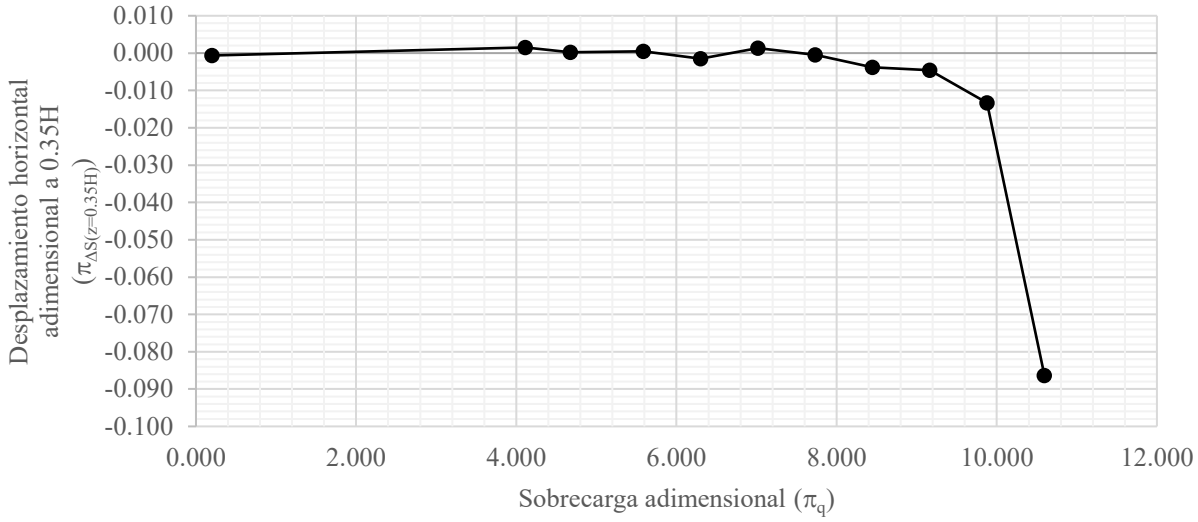
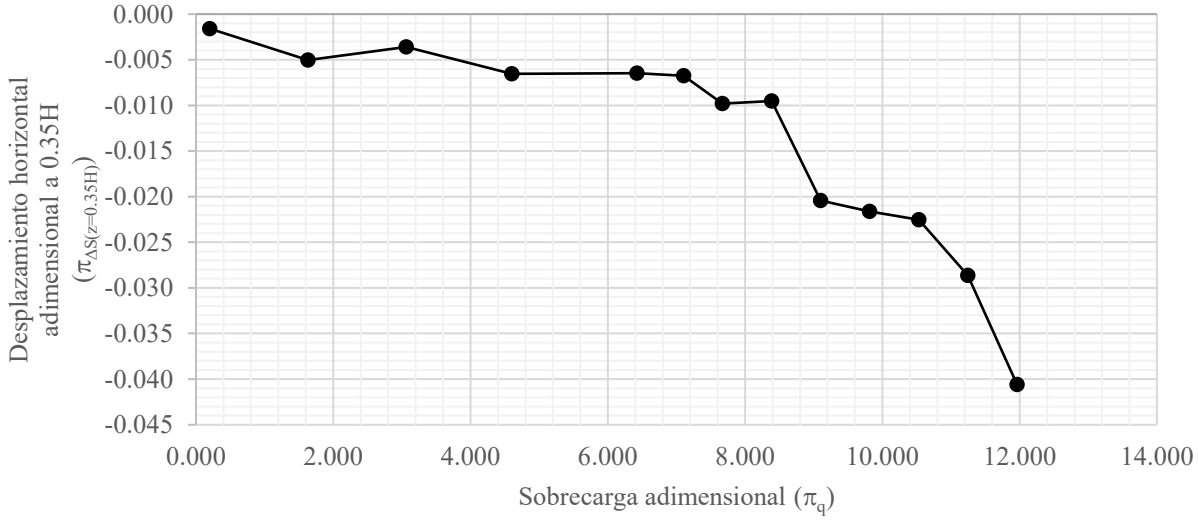


Figura 147

Curva carga – desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo I en suelo cohesivo - Segunda Corrida



4.2.3.2. Muro Tipo II: configuración solo puntera

Figura 148

Curva carga – desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo II en suelo cohesivo - Primera Corrida

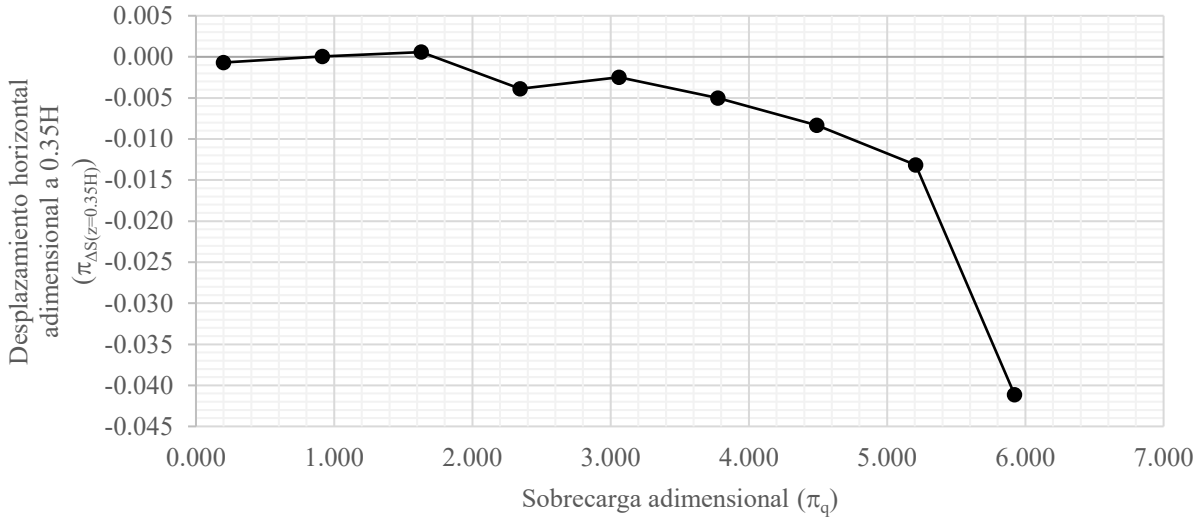
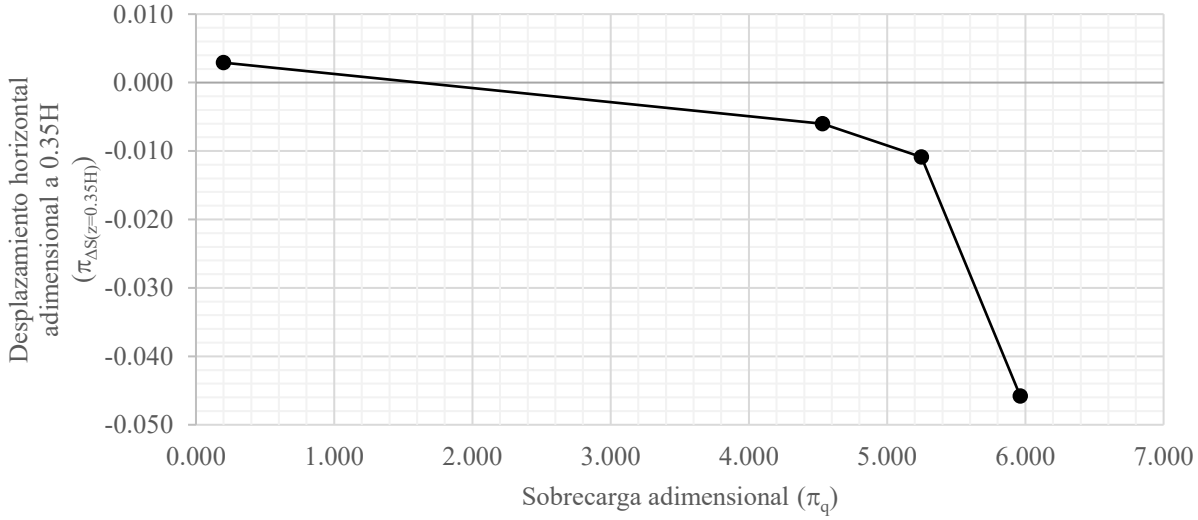


Figura 149

Curva carga – desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo II en suelo cohesivo - Segunda Corrida



4.2.3.3. Muro Tipo III: configuración solo talón

Figura 150

Curva carga – desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo III en suelo cohesivo - Primera Corrida

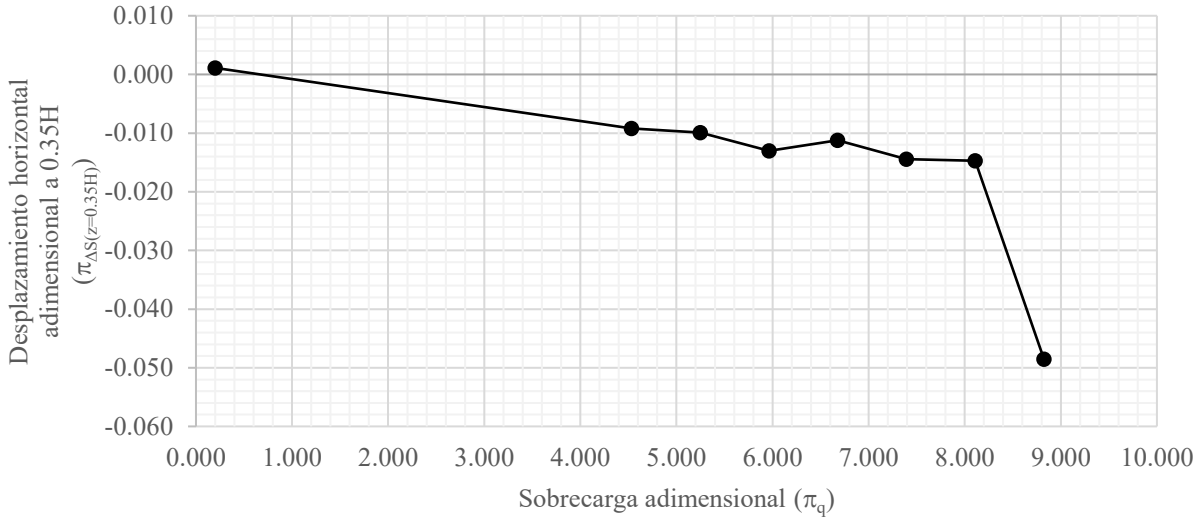
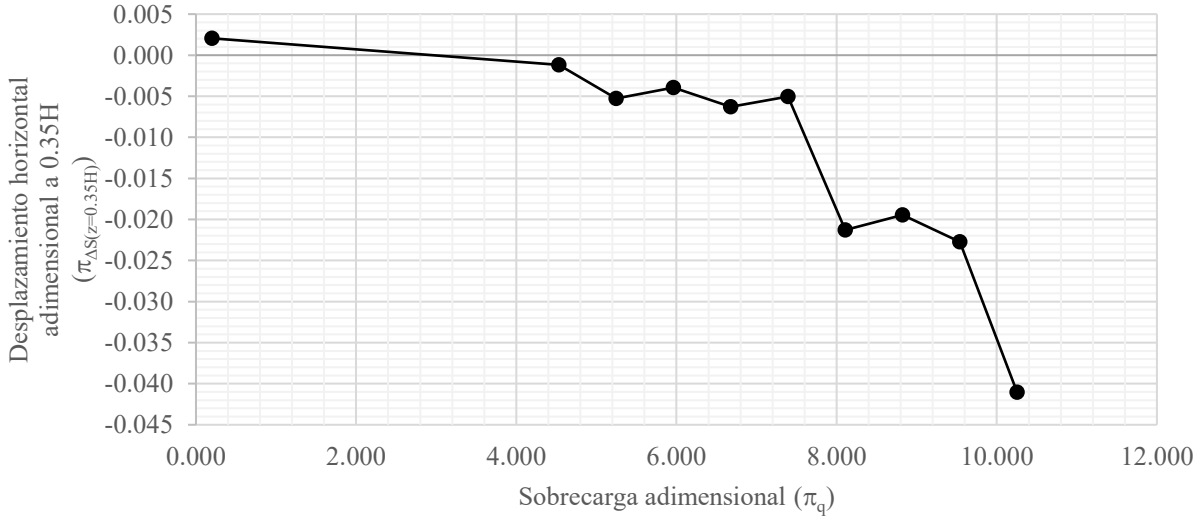


Figura 151

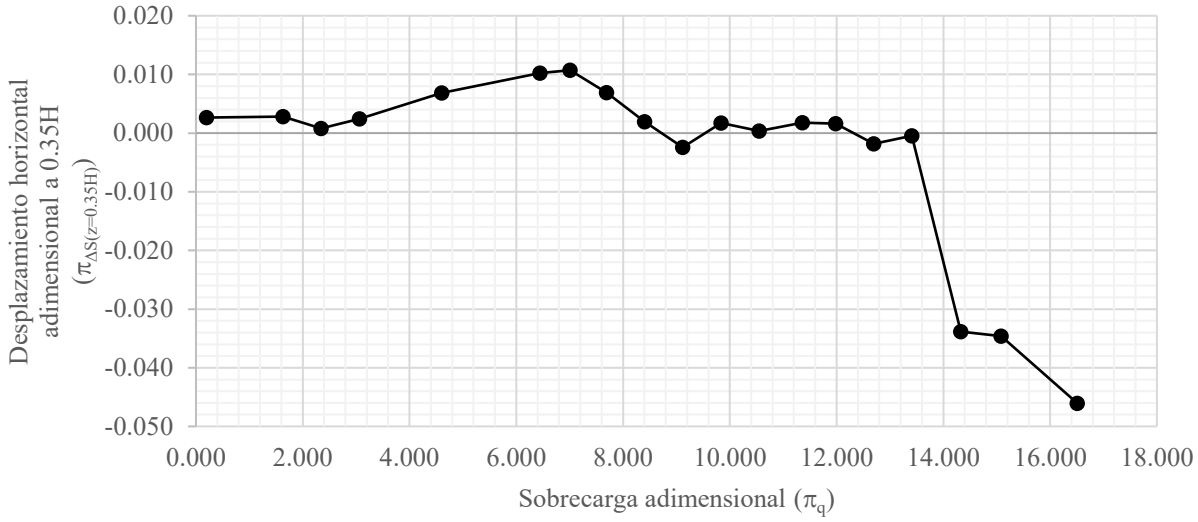
Curva carga –desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo III en suelo cohesivo - Segunda Corrida



4.2.3.4. Muro Tipo IV: configuración con puntera y talón

Figura 152

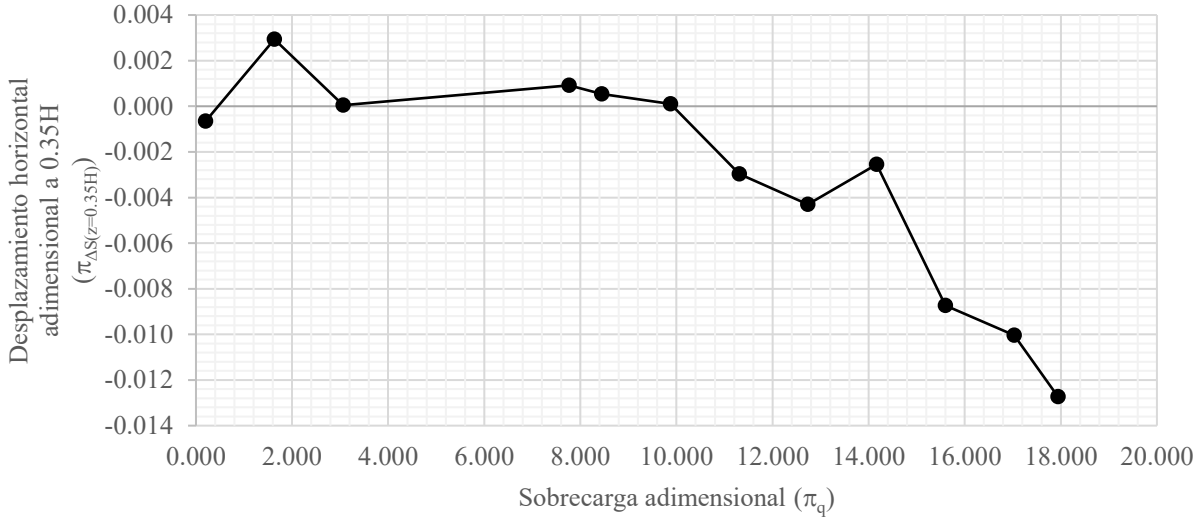
Curva carga – desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo IV en suelo cohesivo - Primera Corrida



Nota. En los tramos iniciales se observan oscilaciones menores al umbral máximo de $\pm 3\sigma_{est}$, sin tendencia sostenida. Estas variaciones se atribuyen a fluctuaciones debidas al ruido instrumental; considerándose no significativas y no representan un desplazamiento real.

Figura 153

Curva carga – desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo IV en suelo cohesivo - Segunda Corrida



4.2.4. Curvas carga – asentamiento vertical

Considerando los valores adimensionales previamente calculados se procedió a generar las gráficas correspondientes. En esta sección se muestran las curvas en donde se compararon los valores de la sobrecarga adimensional (π_q) con el asentamiento vertical ($\pi_{\Delta S1}$) de cada uno de los muros de contención ensayados. En la mayor parte de los gráficos se puede apreciar que en los primeros incrementos de cargas existe un desplazamiento con valores dentro del umbral de ruido de $\pm\sigma_{est}$ (alrededor de +0.004 y -0.004), hasta alcanzar un valor en donde se observa el inicio del tramo de máxima pendiente en la gráfica.

En contraste, existen casos en donde aparecieron desplazamientos adimensionales en el umbral de $\pm 3\sigma_{est}$ (alrededor de ± 0.012). En algunos casos se trataron de lecturas aisladas debido a fluctuaciones atípicas de los sensores, esto último cuando se evidenciaba que estos valores no seguían una tendencia clara o no eran significativamente más grandes que $\pm 3\sigma_{est}$. En otros casos cuando las lecturas se encontraban en el umbral de $\pm 3\sigma_{est}$ (alrededor de ± 0.012), pero si se evidenciaba una tendencia clara en la gráfica, se consideró un estado de asentamiento vertical progresivo del muro ensayado.

Finalmente, para entender los gráficos, el eje “y” representa el asentamiento vertical de cada muro de contención, se considera asentamiento positivo cuando el muro efectivamente se asienta sobre el suelo de la base y se considera negativo en caso de que el muro se eleve. Cabe recalcar que los casos aislados de datos negativos de desplazamiento, se debieron a fluctuaciones propias del ruido del sensor de distancia y no de elevaciones reales del muro.

4.2.4.1. Muro Tipo I: configuración sin puntera ni talón

Figura 154

Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo I en suelo cohesivo – Primera Corrida

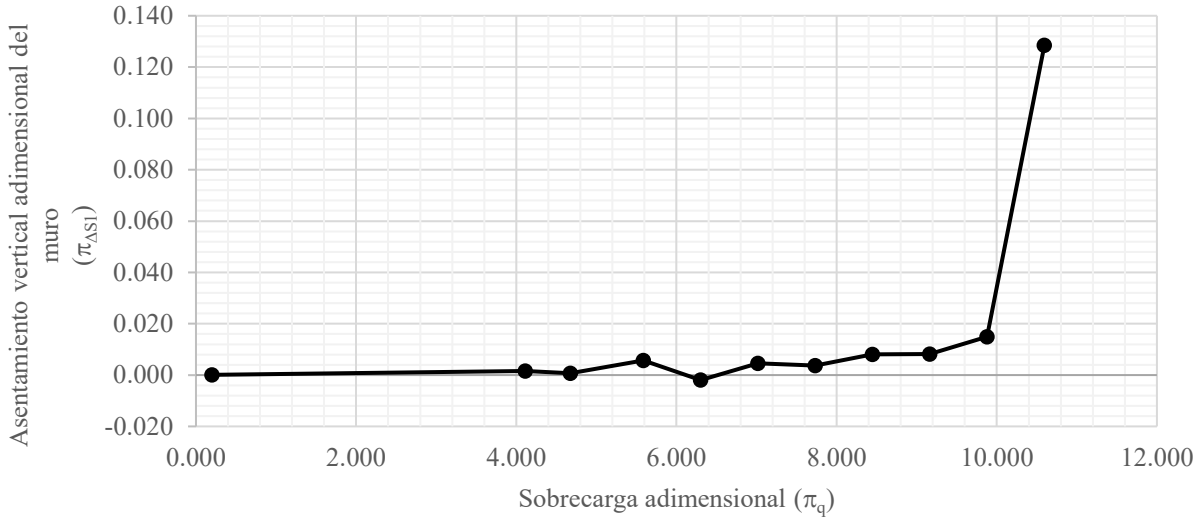
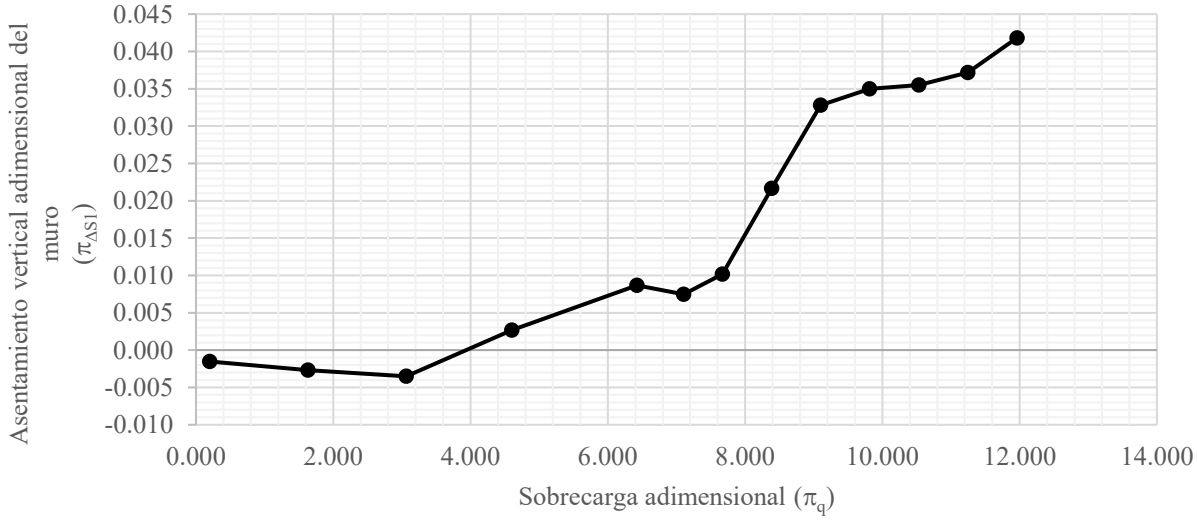


Figura 155

Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo I en suelo cohesivo – Segunda Corrida



4.2.4.2. Muro Tipo II: configuración solo puntera

Figura 156

Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo II en suelo cohesivo – Primera Corrida

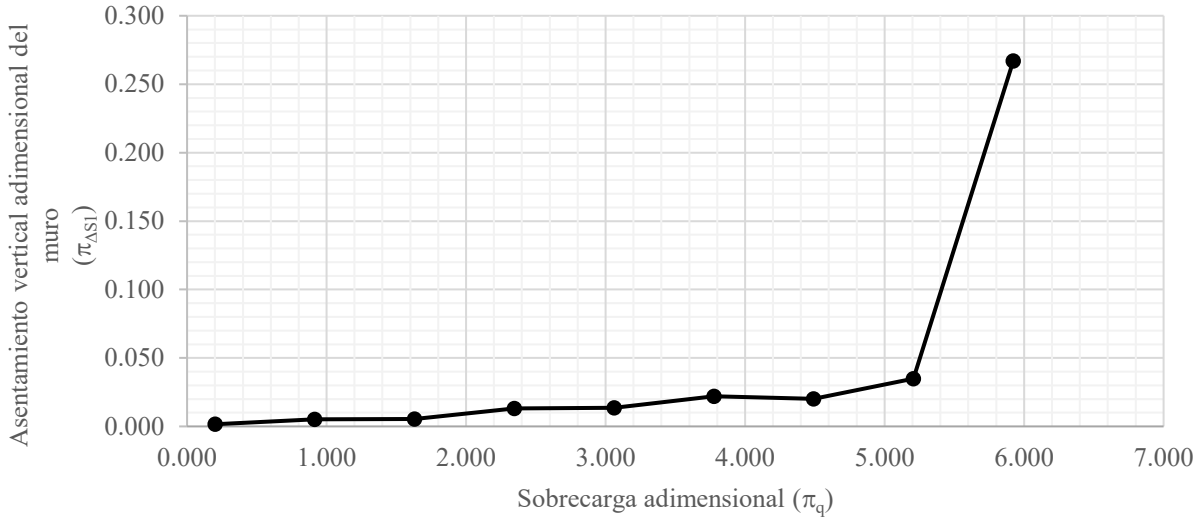
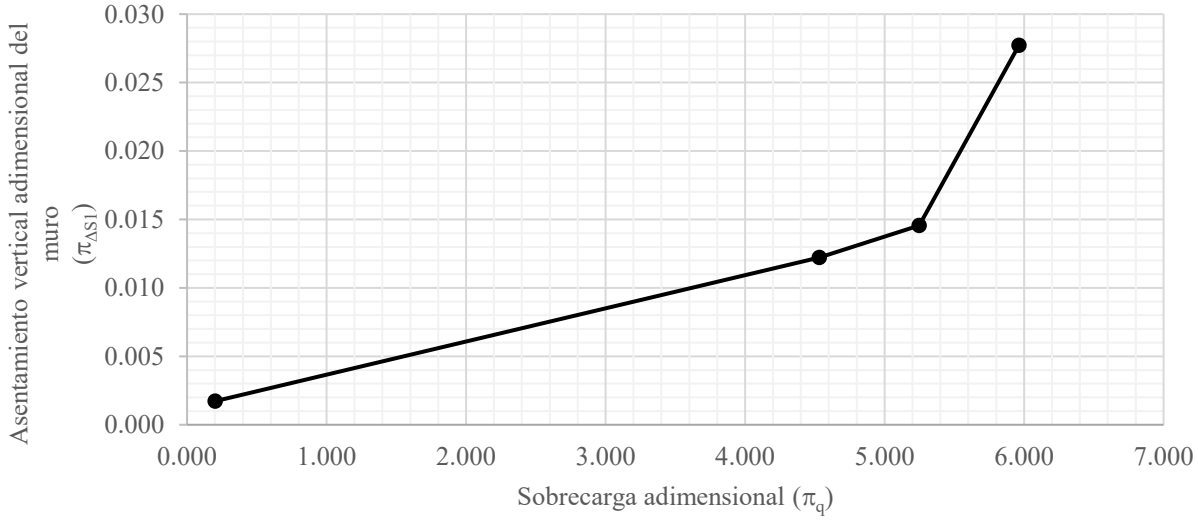


Figura 157

Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo II en suelo cohesivo – Segunda Corrida



4.2.4.3. Muro Tipo III: configuración solo talón

Figura 158

Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo III en suelo cohesivo – Primera Corrida

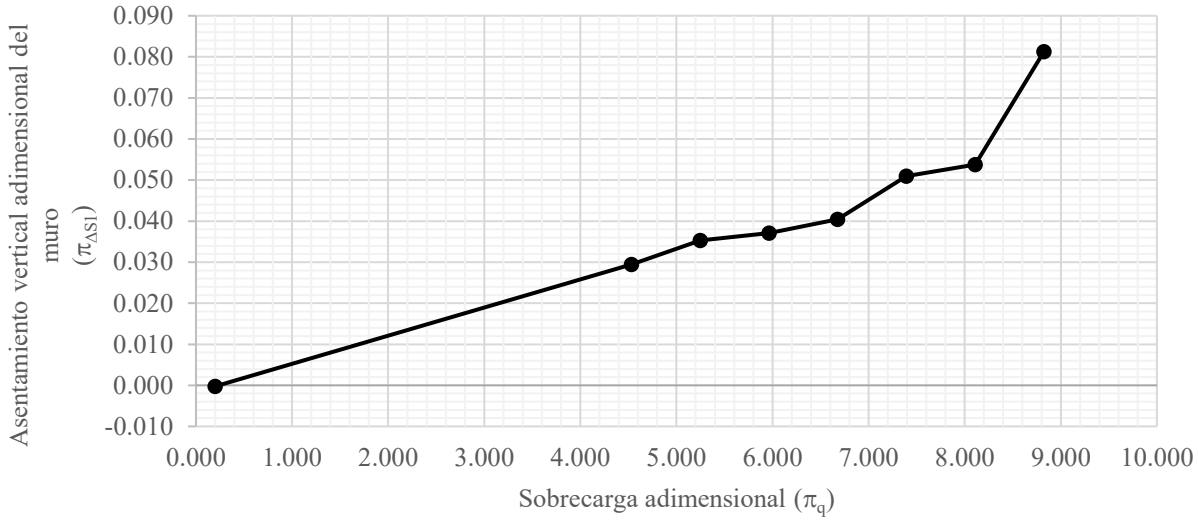
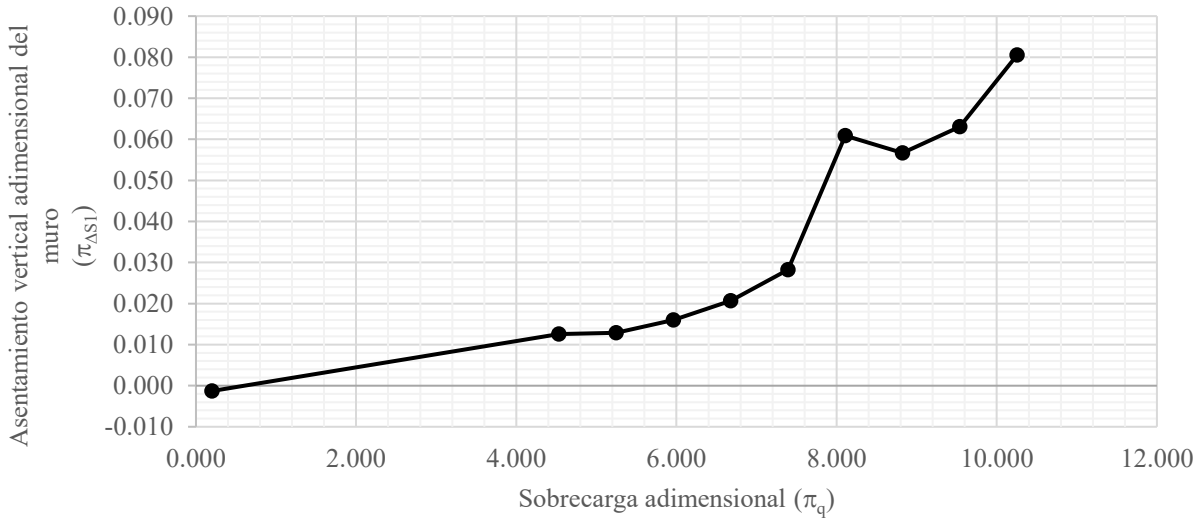


Figura 159

Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo III en suelo cohesivo – Segunda Corrida

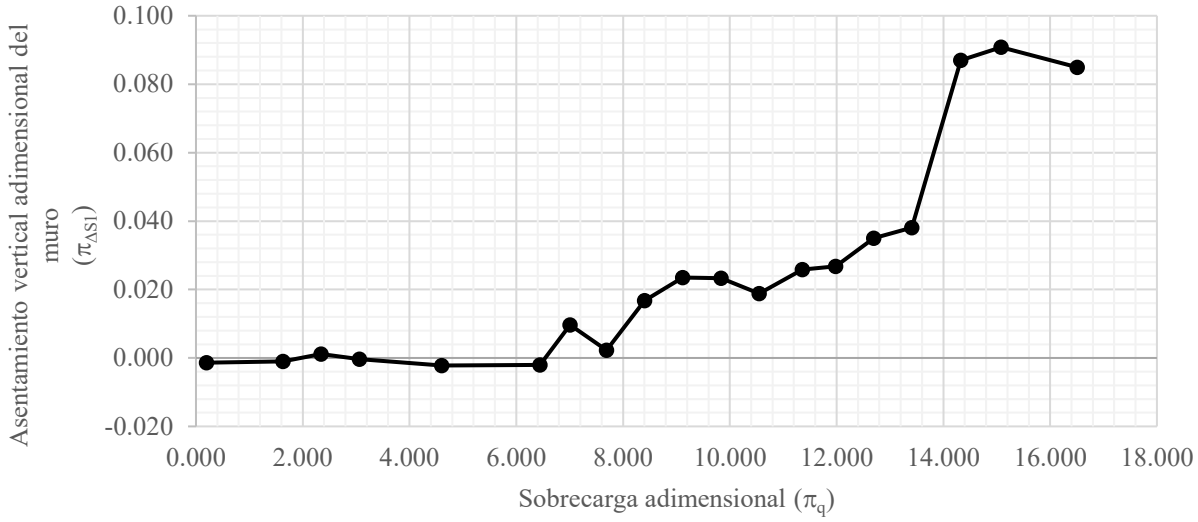


Nota. Entre los puntos correspondientes a las sobrecargas adimensionales (π_q) de 8.109 y 8.824 parece existir una disminución del asentamiento; sin embargo, al ser esta fluctuación del orden de $\pm\sigma_{est}$, se considera como efecto del ruido del sensor y no como una elevación del muro.

4.2.4.4. Muro Tipo IV: configuración con puntera y talón

Figura 160

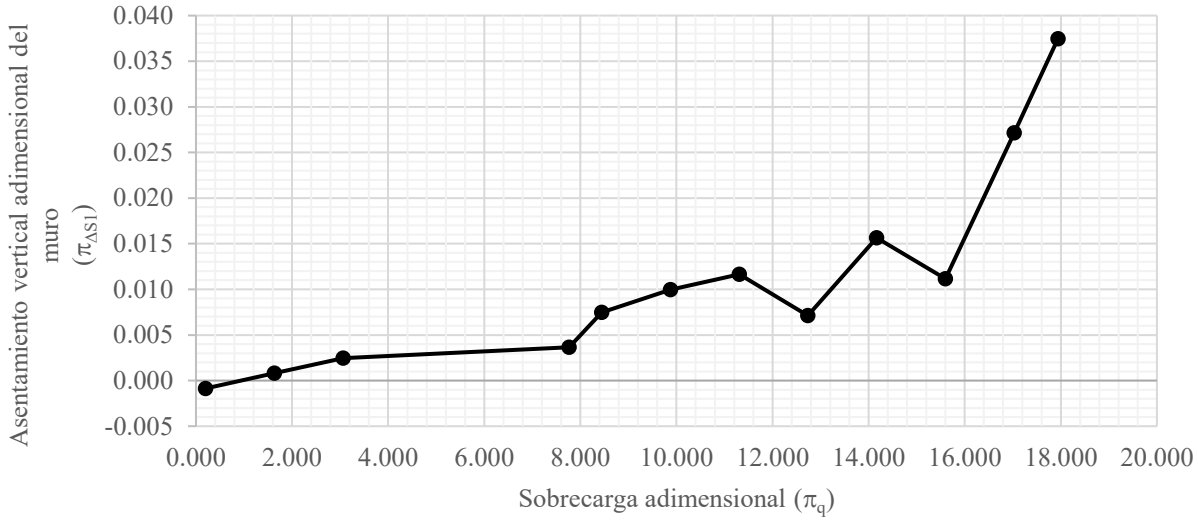
Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo IV en suelo cohesivo – Primera Corrida



Nota. (i) Entre los puntos correspondientes a las sobrecargas adimensionales (π_q) de 7.008 y 7.689 existe una disminución aparente del asentamiento; pero, al encontrarse esta fluctuación entre $\pm 3\sigma_{est}$, se considera como una lectura excepcional del sensor y no como una elevación del muro. (ii) Se evidencian valores negativos de asentamiento vertical en los primeros escalones de carga; sin embargo, estos no representan físicamente una elevación del muro. Dado que dichas variaciones se encuentran dentro del rango de ruido instrumental, se interpretan como fluctuaciones propias del sistema de medición y no como desplazamientos verticales reales.

Figura 161

Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo IV en suelo cohesivo – Segunda Corrida



Nota. Entre los puntos correspondientes a las sobrecargas adimensionales (π_q) de 11.306 y 15.598 existen oscilaciones atípicas dentro del orden de $\pm 3\sigma_{est}$, que se considera como una fluctuación atípica del sensor y no como un desplazamiento vertical real del muro.

4.2.5. Curvas carga – rotación del muro

Considerando los valores adimensionales previamente calculados se procedió a generar las gráficas correspondientes. En esta sección se muestran las curvas en donde se compararon los valores de la sobrecarga adimensional (π_q) con la rotación adimensional ($\pi_{\Delta\theta}$) de cada uno de los muros de contención ensayados. En la mayor parte de los gráficos se puede apreciar que en los primeros incrementos de cargas existe un desplazamiento con valores dentro del umbral de ruido de $\pm\sigma_{est}$ (alrededor de +0.004 y -0.004), luego comienza una rotación progresiva hasta alcanzar un valor en donde se observa el inicio del tramo de máxima pendiente en la gráfica.

En contraste, existen casos dentro de la zona de rotación progresiva en donde aparecieron rotaciones adimensionales en el umbral de $\pm 3\sigma_{est}$ (alrededor de ± 0.012). En algunos casos se trataron de lecturas aisladas debido a fluctuaciones atípicas de los sensores, esto último cuando se evidenciaba que estos valores no seguían una tendencia clara o no eran significativamente más grandes que $\pm 3\sigma_{est}$. En otros casos cuando las lecturas se encontraban en el umbral de $\pm 3\sigma_{est}$ (alrededor de ± 0.012), pero si se evidenciaba una tendencia clara en la gráfica, se consideró un estado propio de la rotación progresiva del muro ensayado.

Finalmente, para entender los gráficos, el eje "y" representa la rotación de cada muro de contención, se considera rotación positiva cuando el muro rota hacia adentro del relleno del trasdós del muro y se considera negativo en caso de que el muro gire hacia afuera del relleno del trasdós del muro. Cabe recalcar que los casos aislados de datos positivos de rotación de desplazamiento, se debieron a fluctuaciones propias del ruido del sensor de rotación y no de rotaciones reales del muro.

4.2.5.1. Muro Tipo I: configuración sin puntera ni talón

Figura 162

Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo I en suelo cohesivo – Primera Corrida

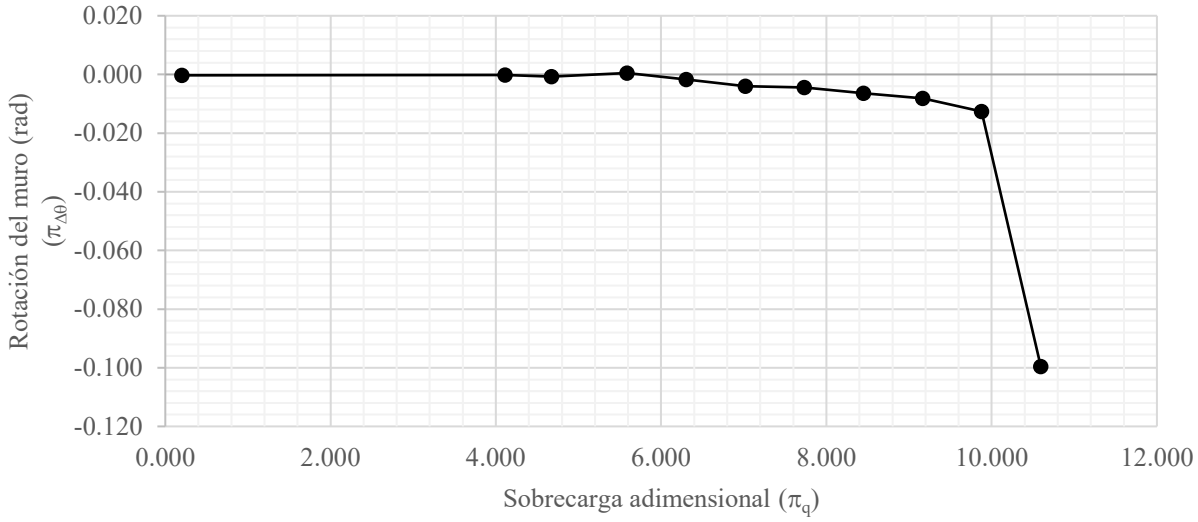
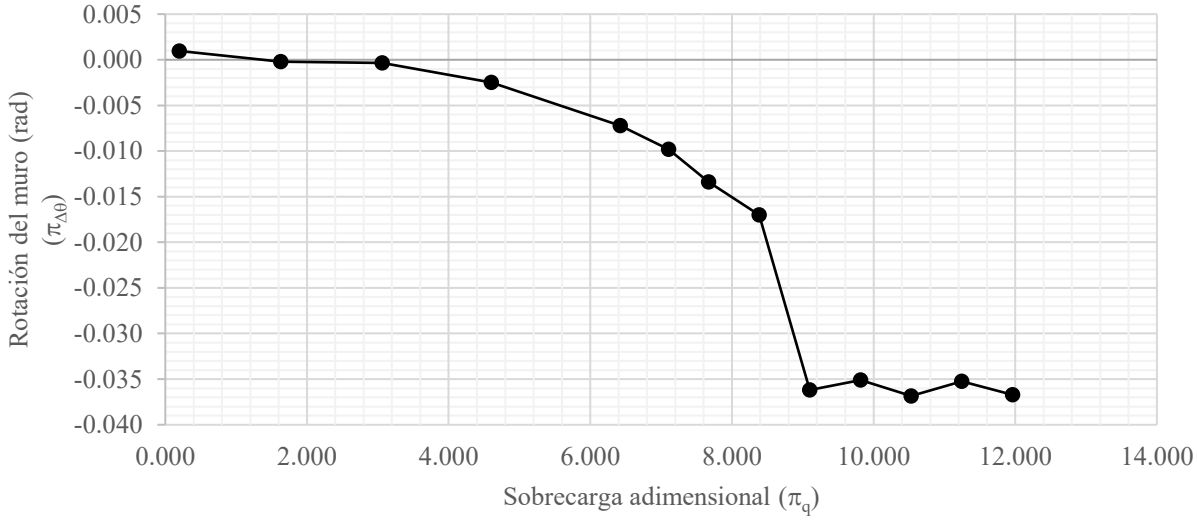


Figura 163

Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo I en suelo cohesivo – Segunda Corrida



4.2.5.2. Muro Tipo II: configuración solo puntera

Figura 164

Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo II en suelo cohesivo – Primera Corrida

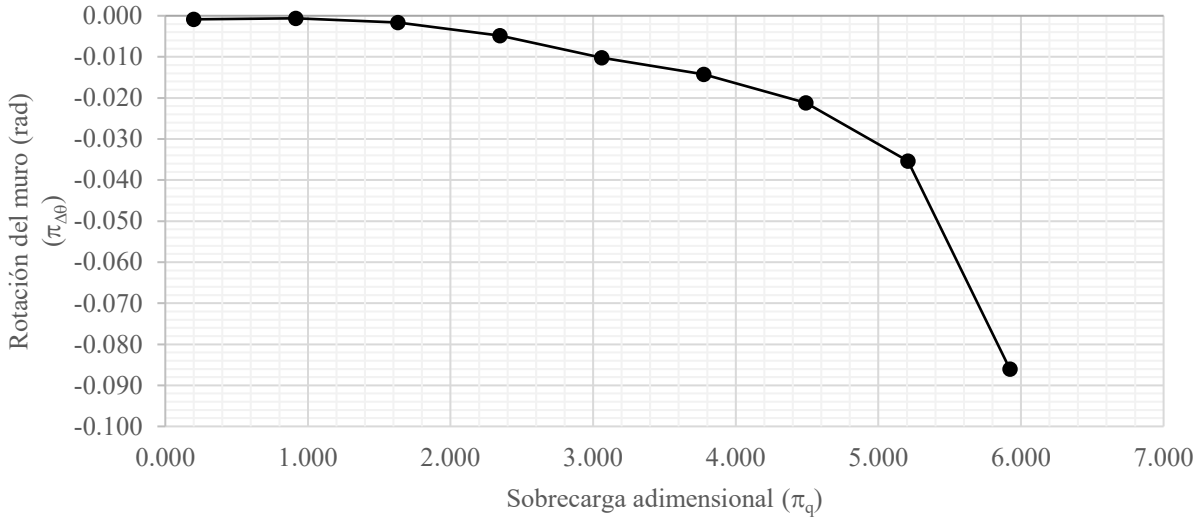
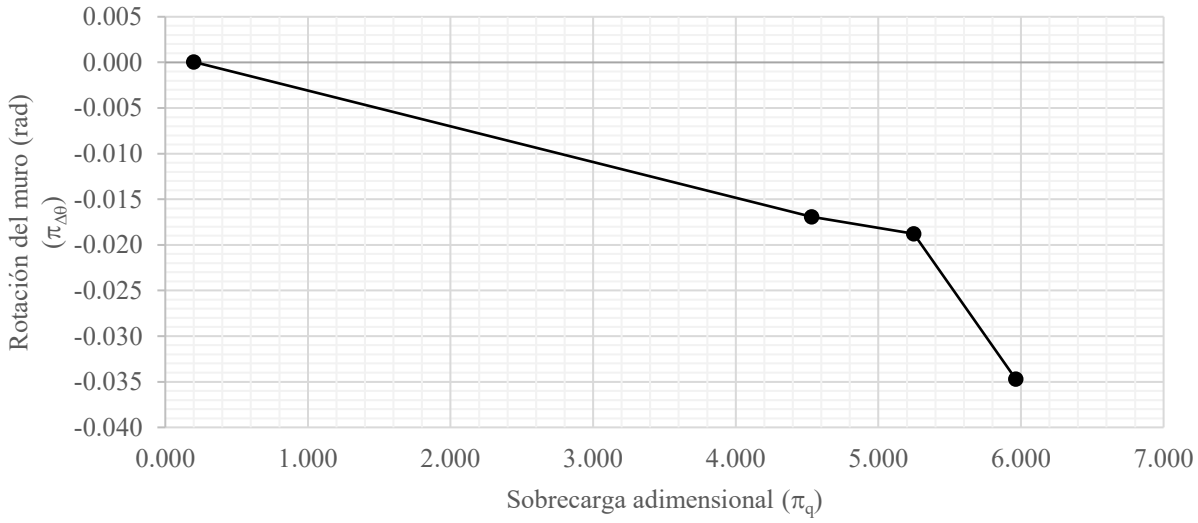


Figura 165

Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo II en suelo cohesivo – Segunda Corrida



4.2.5.3. Muro Tipo III: configuración solo talón

Figura 166

Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo III en suelo cohesivo – Primera Corrida

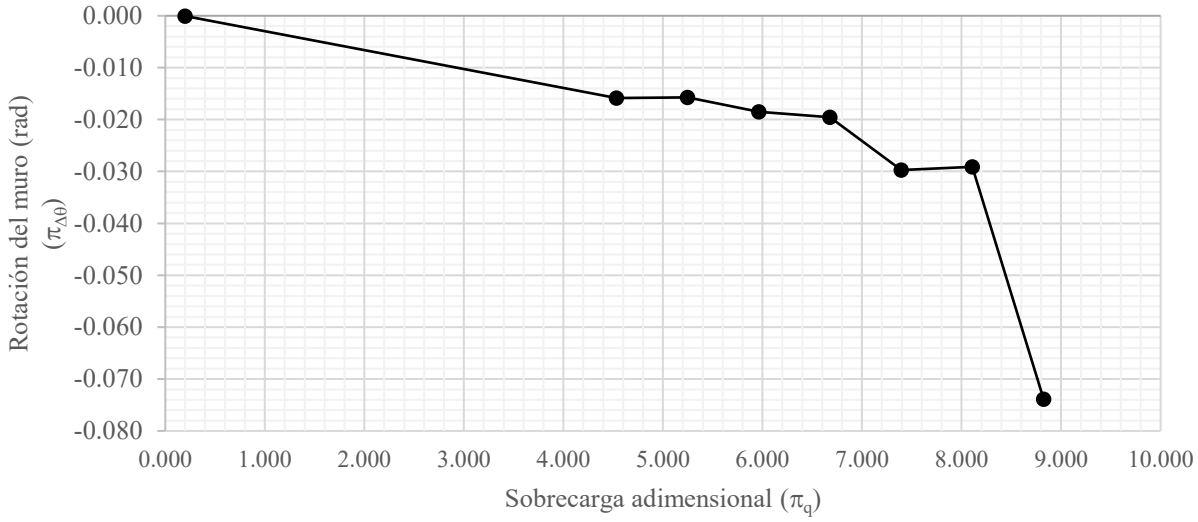
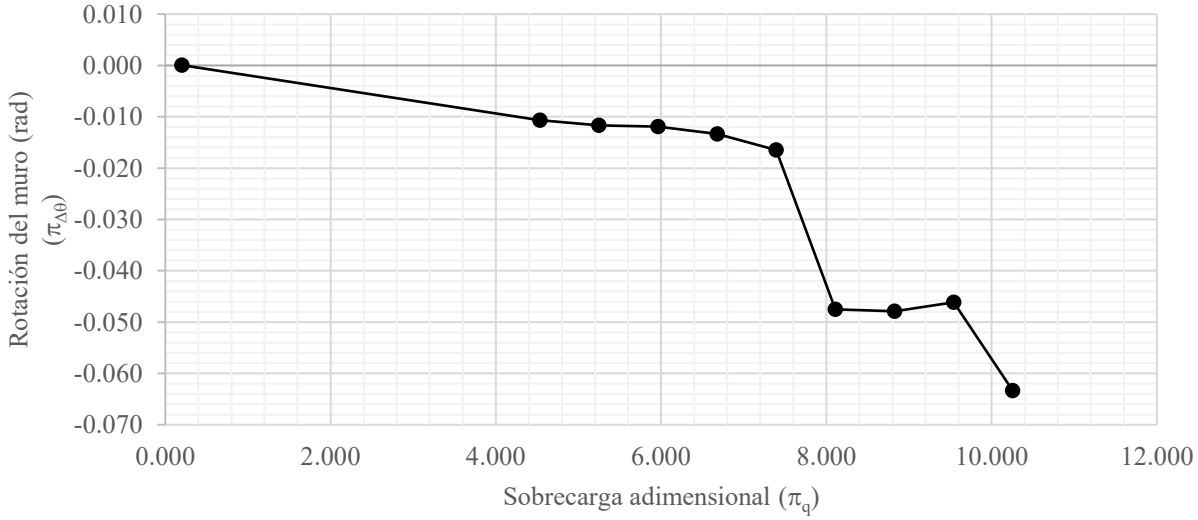


Figura 167

Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo III en suelo cohesivo – Segunda Corrida



4.2.5.4. Muro Tipo IV: configuración con puntera y talón

Figura 168

Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo IV en suelo cohesivo – Primera Corrida

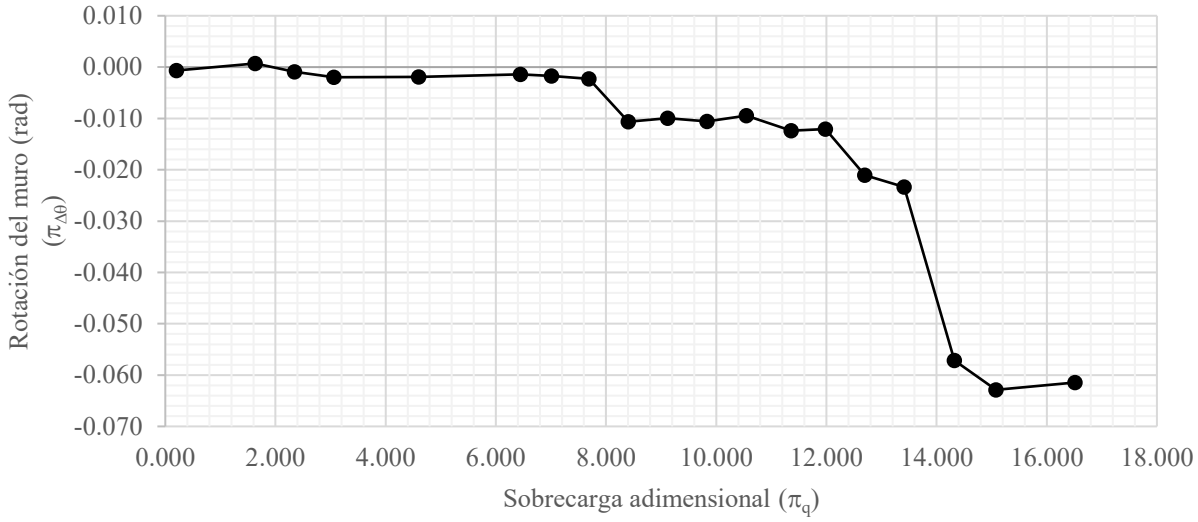
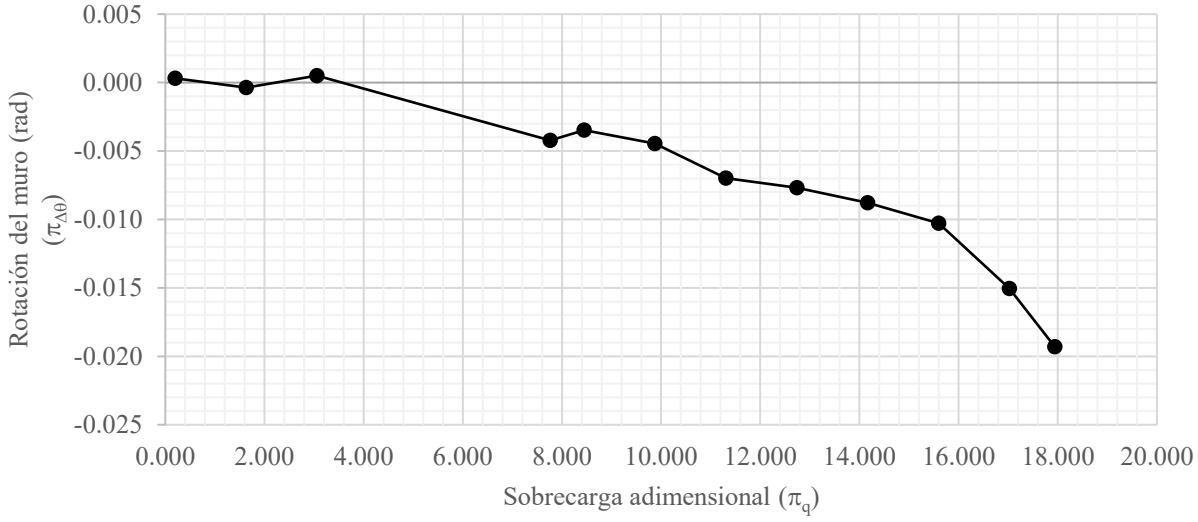


Figura 169

Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo IV en suelo cohesivo – Segunda Corrida



Nota. Entre los puntos correspondientes a las sobrecargas adimensionales (π_q) de 7.765 y 8.445 existe una rotación positiva; que al ser esta fluctuación del orden de $\pm\sigma_{est}$, se considera como una fluctuación del ruido del sensor y no como una rotación real del muro hacia adentro del relleno.

4.2.6. Determinación de la sobrecarga crítica adimensional $\pi_{q_{crit}}$

Para determinar la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) se utilizaron únicamente las curvas sobrecarga – deformación horizontal en z = 0.75H, de las cuales se analizó para cada corrida experimental la pendiente "k" de cada uno de los tramos que la conforman. Se calculó el promedio de las primeras 3 pendientes (k_i), y se comparó la pendiente de cada tramo respecto a este valor de k_i. Se adoptó la sobrecarga (π_q) del inicio del primer tramo que poseía una pendiente superior a $6(k_i)$ como la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$).

Únicamente existió el caso del muro tipo I en su segunda corrida en donde se llegó a un valor de pendiente superior a $6k_i$; sin embargo, la respuesta del sistema mantuvo un patrón de deformación aún progresivo y sin evidencia clara de pérdida global de rigidez. Por ello, para representar de forma más consistente el inicio de la inestabilidad, se eligió un tramo posterior donde se observó un incremento marcadamente superior de pendiente (del orden de $35k_i$), asociado a un cambio mucho más brusco en la curva; en consecuencia, el valor de la sobrecarga (π_q) al inicio de dicho tramo se adoptó como la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$).

4.2.6.1. Muro Tipo I: configuración sin puntera ni talón

Tabla 74

Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) del muro Tipo I en suelo cohesivo – Primera Corrida

Tramo	π_q				$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$				k	ki (Prom. Primeros 3)	|k/ki|
	Inicial	Final	$\Delta\pi_q$	π_q prom	Inicial	Final	$\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$ (prom.)	$\lvert\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}/\Delta\pi_q\rvert$		
1	0.200	4.112	3.911	2.156	-0.004	-0.002	0.002	-0.003	0.001		0.166
2	4.112	4.676	0.564	4.394	-0.002	-0.005	-0.003	-0.003	0.005	0.003	1.647
3	4.676	5.588	0.913	5.132	-0.005	-0.008	-0.004	-0.007	0.004		1.187
4	5.588	6.303	0.715	5.946	-0.008	-0.001	0.007	-0.005	0.010		3.037
5	6.303	7.019	0.715	6.661	-0.001	-0.006	-0.005	-0.004	0.007		2.121
6	7.019	7.734	0.715	7.376	-0.006	-0.005	0.001	-0.006	0.002		0.493
7	7.734	8.449	0.715	8.092	-0.005	-0.007	-0.002	-0.006	0.002		0.714
8	8.449	9.164	0.715	8.807	-0.007	-0.011	-0.005	-0.009	0.006		1.887
9	9.164	9.880	0.715	9.522	-0.011	-0.015	-0.004	-0.013	0.005		1.468
10	9.880	10.595	0.715	10.237	-0.015	-0.103	-0.088	-0.059	0.123		36.969

Nota. En esta corrida experimental se evidenció que la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) tenía el valor de 9.880, pues representaba el inicio del tramo con una pendiente del orden de $36.969k_i$, siendo el primer tramo donde la pendiente fue superior a $6k_i$ y además el punto en el cual se presentó la inestabilidad del muro.

Tabla 75

Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) del muro Tipo I en suelo cohesivo – Segunda Corrida

Tramo	π_q				$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$				k	ki (Prom. Primeros 3)	|k/ki|
	Inicial	Final	$\Delta\pi_q$	π_q prom	Inicial	Final	$\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$ (prom.)	$\lvert\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}/\Delta\pi_q\rvert$		
1	0.200	1.631	1.431	0.916	-0.003	-0.002	0.001	-0.003	0.001	0.001	1.108
2	1.631	3.061	1.431	2.346	-0.002	-0.004	-0.001	-0.003	0.001		1.408
3	3.061	4.601	1.540	3.831	-0.004	-0.004	0.000	-0.004	0.000		0.484
4	4.601	6.426	1.824	5.514	-0.004	-0.003	0.001	-0.004	0.000		0.835
5	6.426	7.106	0.680	6.766	-0.003	-0.005	-0.001	-0.004	0.002		3.813
6	7.106	7.670	0.564	7.388	-0.005	-0.008	-0.004	-0.006	0.006		11.585
7	7.670	8.385	0.715	8.027	-0.008	-0.010	-0.002	-0.009	0.003		6.172
8	8.385	9.100	0.715	8.743	-0.010	-0.024	-0.014	-0.017	0.019		35.243
9	9.100	9.816	0.715	9.458	-0.024	-0.033	-0.009	-0.029	0.012		22.948
10	9.816	10.531	0.715	10.173	-0.033	-0.027	0.006	-0.030	0.008		14.964
11	10.531	11.246	0.715	10.889	-0.027	-0.027	0.000	-0.027	0.001		0.967
12	11.246	11.961	0.715	11.604	-0.027	-0.050	-0.023	-0.038	0.032		58.828

Nota. En esta corrida experimental se seleccionó como sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) el valor de 8.385 pues representa de mejor manera el inicio de la inestabilidad del muro ensayado teniendo una pendiente del orden de $35.243k_i$; a diferencia de los tramos anteriores donde ya se había superado la pendiente de $6k_i$.

4.2.6.2. Muro Tipo II: configuración solo puntera

Tabla 76

Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) del muro Tipo II en suelo cohesivo – Primera Corrida

Tramo	π_q				$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$				k	ki (Prom. Primeros 3)	|k/ki|
	Inicial	Final	$\Delta\pi_q$	π_q prom	Inicial	Final	$\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$ (prom.)	$\lvert\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}/\Delta\pi_q\rvert$		
1	0.200	0.916	0.715	0.558	-0.001	-0.003	-0.002	-0.002	0.003		0.592
2	0.916	1.631	0.715	1.273	-0.003	0.001	0.004	-0.001	0.006	0.005	1.204
3	1.631	2.346	0.715	1.989	0.001	-0.003	-0.004	-0.001	0.006		1.205
4	2.346	3.061	0.715	2.704	-0.003	-0.006	-0.003	-0.004	0.004		0.752
5	3.061	3.777	0.715	3.419	-0.006	-0.014	-0.008	-0.010	0.011		2.325
6	3.777	4.492	0.715	4.134	-0.014	-0.020	-0.006	-0.017	0.009		1.773
7	4.492	5.207	0.715	4.850	-0.020	-0.028	-0.008	-0.024	0.012		2.401
8	5.207	5.923	0.715	5.565	-0.028	-0.086	-0.058	-0.057	0.081		16.464

Nota. En esta corrida experimental se evidenció que la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) tenía el valor de 5.207, pues representaba el inicio del tramo con una pendiente del orden de $16.464k_i$, siendo el primer tramo donde la pendiente fue superior a $6k_i$ y además el punto en el cual se presentó la inestabilidad del muro.

Tabla 77

Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) del muro Tipo II en suelo cohesivo – Segunda Corrida

Tramo	π_q				$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$				k	ki (Prom. Primeros 2)	|k/ki|
	Inicial	Final	$\Delta\pi_q$	π_q prom	Inicial	Final	$\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$ (prom.)	$\lvert\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}/\Delta\pi_q\rvert$		
1	0.200	4.533	4.332	2.367	0.002	-0.010	-0.011	-0.004	0.003	0.002	1.227
2	4.533	5.248	0.715	4.890	-0.010	-0.011	-0.001	-0.010	0.002		0.773
3	5.248	5.963	0.715	5.606	-0.011	-0.079	-0.068	-0.045	0.096		44.868

Nota. (1) Se puede evidenciar que en este ensayo se presentaron pocos escalones de carga, por lo que para obtener el valor de la pendiente de los primeros tramos de carga, se consideró únicamente el promedio de las pendientes de los primeros dos tramos. (2) En esta corrida experimental se evidenció que la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) tenía el valor de 5.248, pues representaba el inicio del tramo con una pendiente del orden de $44.868k_i$, siendo el primer tramo donde la pendiente fue superior a $6k_i$ y además el punto en el cual se presentó la inestabilidad del muro.

4.2.6.3. Muro Tipo III: configuración solo talón

***Tabla* 78**

Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) del muro Tipo III en suelo cohesivo – Primera Corrida

Tramo	π_q				$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$				k	ki (Prom. Primeros 3)	|k/ki|
	Inicial	Final	$\Delta\pi_q$	π_q prom	Inicial	Final	$\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$ (prom.)	$\lvert\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}/\Delta\pi_q\rvert$		
1	0.200	4.533	4.332	2.367	0.001	-0.009	-0.010	-0.004	0.002		0.726
2	4.533	5.248	0.715	4.890	-0.009	-0.013	-0.004	-0.011	0.006	0.003	1.948
3	5.248	5.963	0.715	5.606	-0.013	-0.013	0.001	-0.013	0.001		0.325
4	5.963	6.678	0.715	6.321	-0.013	-0.011	0.001	-0.012	0.002		0.528
5	6.678	7.394	0.715	7.036	-0.011	-0.019	-0.007	-0.015	0.010		3.333
6	7.394	8.109	0.715	7.751	-0.019	-0.020	-0.002	-0.020	0.002		0.690
7	8.109	8.824	0.715	8.467	-0.020	-0.065	-0.044	-0.042	0.062		20.145

Nota. En esta corrida experimental se evidenció que la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) tenía el valor de 8.109, pues representaba el inicio del tramo con una pendiente del orden de $20.145k_i$, siendo el primer tramo donde la pendiente fue superior a $6k_i$ y además el punto en el cual se presentó la inestabilidad del muro.

Tabla 79

Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) del muro Tipo III en suelo cohesivo – Segunda Corrida

Tramo	π_q				$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$				k	ki (Prom. Primeros 3)	|k/ki|
	Inicial	Final	$\Delta\pi_q$	π_q prom	Inicial	Final	$\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$ (prom.)	$\lvert\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}/\Delta\pi_q\rvert$		
1	0.200	4.533	4.332	2.367	0.001	-0.008	-0.008	-0.004	0.002		0.838
2	4.533	5.248	0.715	4.890	-0.008	-0.007	0.001	-0.007	0.002	0.002	0.743
3	5.248	5.963	0.715	5.606	-0.007	-0.009	-0.002	-0.008	0.003		1.419
4	5.963	6.678	0.715	6.321	-0.009	-0.011	-0.002	-0.010	0.003		1.493
5	6.678	7.394	0.715	7.036	-0.011	-0.014	-0.003	-0.013	0.004		1.854
6	7.394	8.109	0.715	7.751	-0.014	-0.036	-0.022	-0.025	0.030		13.080
7	8.109	8.824	0.715	8.467	-0.036	-0.035	0.001	-0.036	0.001		0.509
8	8.824	9.540	0.715	9.182	-0.035	-0.035	0.001	-0.035	0.001		0.388
9	9.540	10.255	0.715	9.897	-0.035	-0.058	-0.023	-0.046	0.032		13.951

Nota. En esta corrida experimental se evidenció que la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) tenía el valor de 7.394, pues representaba el inicio del tramo con una pendiente del orden de $13.08k_i$, siendo el primer tramo donde la pendiente fue superior a $6k_i$ y además el punto en el cual se presentó la inestabilidad del muro.

4.2.6.4. Muro Tipo IV: configuración con puntera y talón

Tabla 80

Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) del muro Tipo IV en suelo cohesivo – Primera Corrida

Tramo	π_q				$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$				k	ki (Prom. Primeros 3)	|k/ki|
	Inicial	Final	$\Delta\pi_q$	π_q prom	Inicial	Final	$\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$ (prom.)	$\lvert\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}/\Delta\pi_q\rvert$		
1	0.200	1.631	1.431	0.916	0.002	0.012	0.010	0.007	0.007		1.099
2	1.631	2.346	0.715	1.989	0.012	0.008	-0.004	0.010	0.005	0.006	0.800
3	2.346	3.061	0.715	2.704	0.008	0.013	0.005	0.011	0.007		1.100
4	3.061	4.601	1.540	3.831	0.013	0.008	-0.005	0.011	0.003		0.530
5	4.601	6.444	1.843	5.523	0.008	0.005	-0.003	0.007	0.001		0.239
6	6.444	7.008	0.564	6.726	0.005	0.012	0.007	0.009	0.012		2.012
7	7.008	7.689	0.680	7.349	0.012	0.010	-0.002	0.011	0.003		0.524
8	7.689	8.404	0.715	8.046	0.010	0.001	-0.010	0.005	0.014		2.205
9	8.404	9.119	0.715	8.762	0.001	0.001	0.000	0.001	0.000		0.076
10	9.119	9.835	0.715	9.477	0.001	0.010	0.009	0.006	0.013		2.142
11	9.835	10.550	0.715	10.192	0.010	0.004	-0.007	0.007	0.009		1.496
12	10.550	11.359	0.809	10.954	0.004	0.012	0.009	0.008	0.011		1.740
13	11.359	11.980	0.622	11.670	0.012	0.002	-0.010	0.007	0.017		2.713
14	11.980	12.696	0.715	12.338	0.002	0.006	0.004	0.004	0.006		0.993
15	12.696	13.411	0.715	13.053	0.006	0.006	0.000	0.006	0.001		0.104
16	13.411	14.324	0.913	13.867	0.006	-0.046	-0.052	-0.020	0.057		9.271
17	14.324	15.080	0.756	14.702	-0.046	-0.046	0.000	-0.046	0.000		0.001
18	15.080	16.511	1.431	15.796	-0.046	-0.052	-0.006	-0.049	0.004		0.715

Nota. En esta corrida experimental la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) fue 13.411, al representar el inicio del tramo con una pendiente de $9.271k_i$, siendo el primer tramo cuya pendiente supero el valor de $6k_i$, representando la inestabilidad del muro.

Tabla 81

Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) del muro Tipo IV en suelo cohesivo – Segunda Corrida

Tramo	π_q				$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$				K	ki (Prom. Primeros 3)	|k/ki|
	Inicial	Final	$\Delta\pi_q$	π_q prom	Inicial	Final	$\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$ (prom.)	$\lvert\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}/\Delta\pi_q\rvert$		
1	0.200	1.631	1.431	0.916	-0.003	0.001	0.004	-0.001	0.003		2.222
2	1.631	3.061	1.431	2.346	0.001	0.001	0.000	0.001	0.000	0.001	0.234
3	3.061	7.765	4.703	5.413	0.001	-0.002	-0.003	-0.001	0.001		0.544
4	7.765	8.445	0.680	8.105	-0.002	-0.001	0.002	-0.002	0.002		1.793
5	8.445	9.876	1.431	9.160	-0.001	0.002	0.003	0.001	0.002		1.457
6	9.876	11.306	1.431	10.591	0.002	-0.006	-0.008	-0.002	0.006		4.630
7	11.306	12.737	1.431	12.021	-0.006	-0.009	-0.003	-0.008	0.002		1.527
8	12.737	14.167	1.431	13.452	-0.009	-0.001	0.008	-0.005	0.005		4.318
9	14.167	15.598	1.431	14.883	-0.001	-0.014	-0.013	-0.008	0.009		7.007
10	15.598	17.028	1.431	16.313	-0.014	-0.012	0.002	-0.013	0.001		0.903
11	17.028	17.941	0.913	17.485	-0.012	-0.014	-0.001	-0.013	0.002		1.252

Nota. En esta corrida experimental se evidenció que la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) tenía el valor de 14.167, pues representaba el inicio del tramo con una pendiente del orden de $7.007k_i$, siendo el primer tramo donde la pendiente fue superior a $6k_i$ y además el punto en el cual se presentó la inestabilidad del muro.

4.2.7. Perfiles de deformación horizontal a diferentes fracciones de $\pi_{q_{crit}}$

Para poder describir la evolución aproximada del perfil de deformación del muro a medida que se incrementaba la sobrecarga hasta alcanzar la sobrecarga crítica ($\pi_{q_{crit}}$), se decidió realizar las gráficas de perfiles de deformación horizontal en base a la data de desplazamientos horizontales medidos para las alturas z = 0.75H y z = 0.35H, correspondiente a diferentes porcentajes de $\pi_{q_{crit}}$.

En total, para cada caso se evaluaron tres estados de deformación correspondientes a determinados porcentajes de la sobrecarga crítica ($\pi_{q_{crit}}$); no obstante, algunos casos evidenciaron que no existía un desplazamiento apreciable aun cuando se llegaba al valor de $\pi_{q_{crit}}$. Por ello, en dichos casos excepcionales, se incluyó un cuarto perfil asociado a una sobrecarga adimensional inmediatamente superior a $\pi_{q_{crit}}$; con la finalidad de poder visualizar con mayor detalle la deformación horizontal del muro ensayado y su tendencia de respuesta cercana a la condición crítica.

4.2.7.1. Muro Tipo I: configuración sin puntera ni talón

Tabla 82

Desplazamientos horizontales del muro Tipo I en suelo cohesivo – Primera Corrida

	π_q	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$
2% de carga crítica	0.200	-0.001	-0.004
57% de carga crítica	5.588	0.001	-0.008
100% de carga crítica	9.880	-0.013	-0.015

Figura 170

Perfiles de Deformación Horizontal del Muro Tipo I en Suelo Cohesivo – Primera Corrida

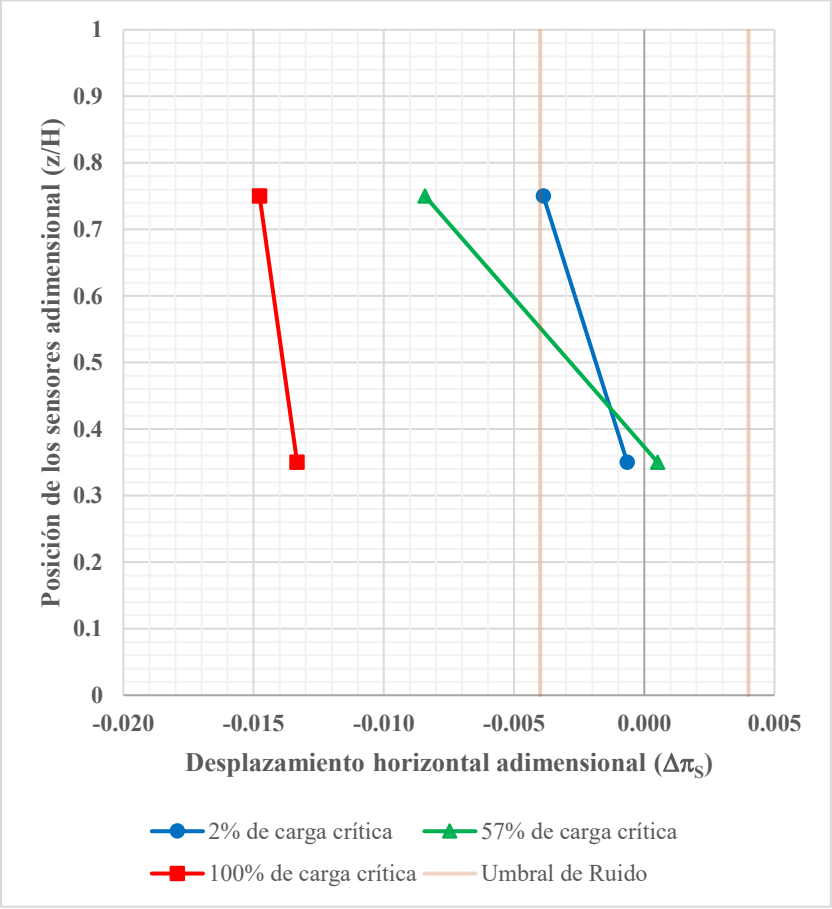


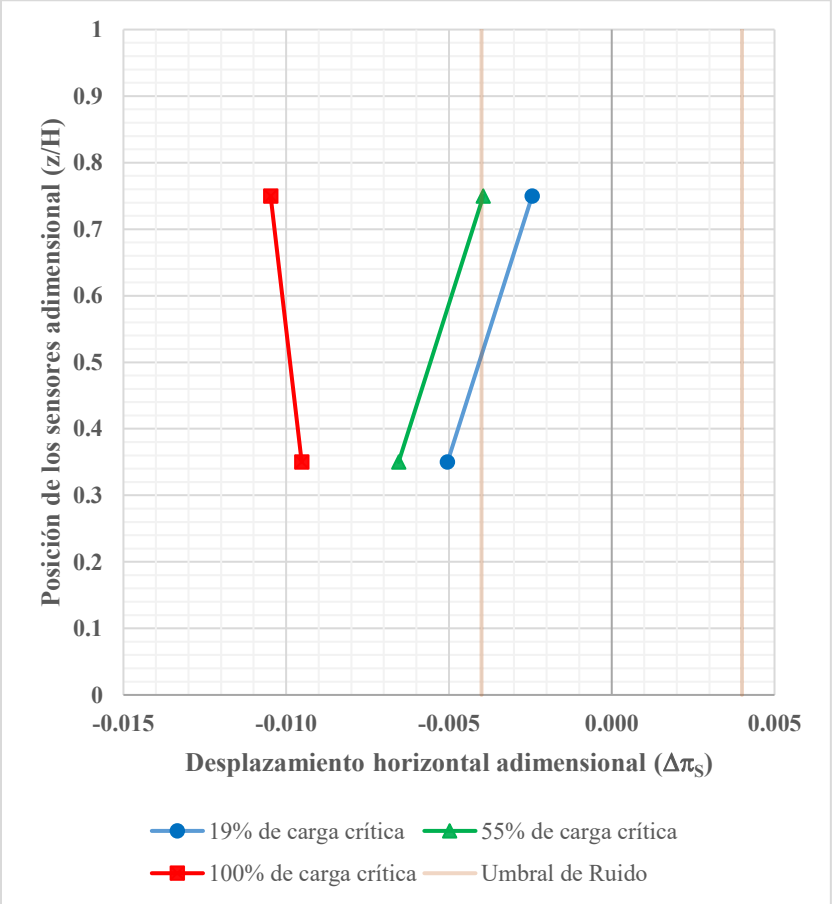
Tabla 83

Desplazamientos horizontales del muro Tipo I en suelo cohesivo – Segunda Corrida

	π_q	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$
19% de carga crítica	1.631	-0.005	-0.002
55% de carga crítica	4.601	-0.007	-0.004
100% de carga crítica	8.385	-0.010	-0.010

Figura 171

Perfiles de Deformación Horizontal del Muro Tipo I en Suelo Cohesivo – Segunda Corrida



4.2.7.2. Muro Tipo II: configuración solo puntera

Tabla 84

Desplazamientos horizontales del muro Tipo II en suelo cohesivo – Primera Corrida

	π_q	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$
31% de carga crítica	1.631	0.001	0.001
59% de carga crítica	3.061	-0.002	-0.006
100% de carga crítica	5.207	-0.013	-0.028

Figura 172

Perfiles de Deformación Horizontal del Muro Tipo II en Suelo Cohesivo – Primera Corrida

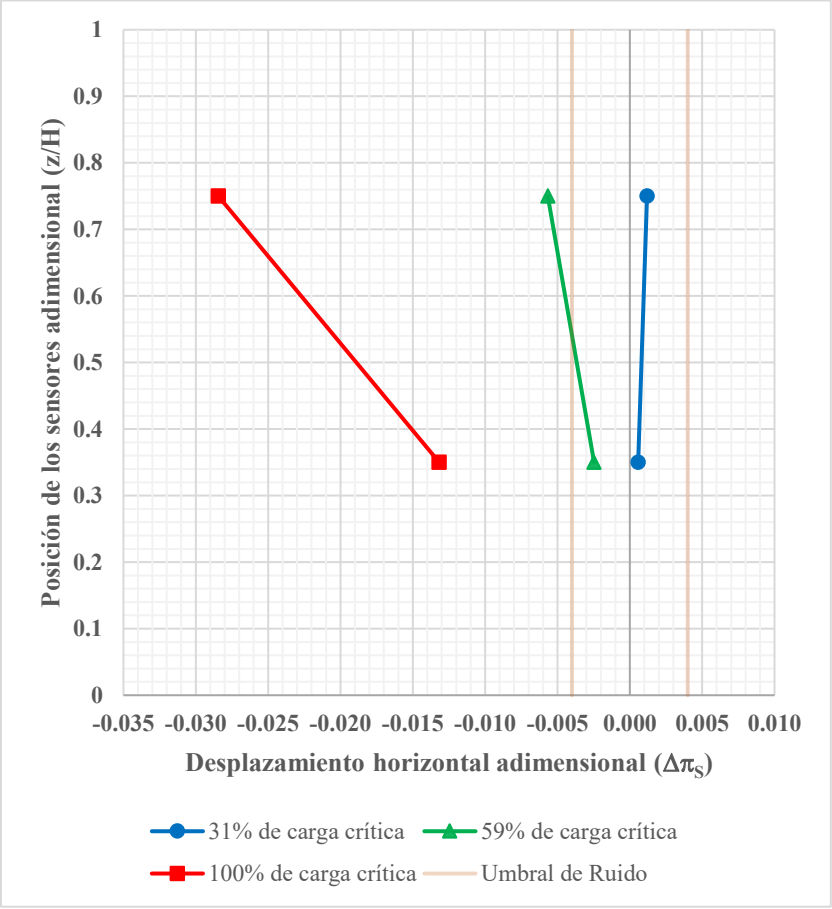


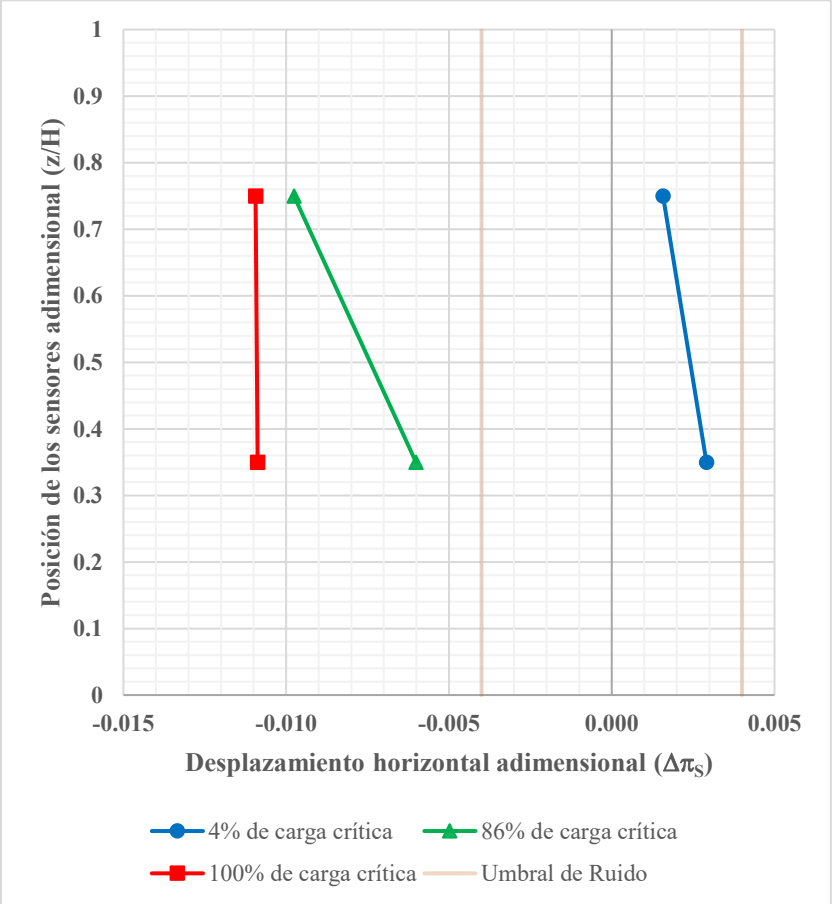
Tabla 85

Desplazamientos horizontales del muro Tipo II en suelo cohesivo – Segunda Corrida

	π_q	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$
4% de carga crítica	0.200	0.003	0.002
86% de carga crítica	4.533	-0.006	-0.010
100% de carga crítica	5.248	-0.011	-0.011

Figura 173

Perfiles de Deformación Horizontal del Muro Tipo II en Suelo Cohesivo – Segunda Corrida



4.2.7.3. Muro Tipo III: configuración solo talón

Tabla 86

Desplazamientos horizontales del muro Tipo III en suelo cohesivo – Primera Corrida

	π_q	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$
2% de carga crítica	2.433	0.001	0.001
56% de carga crítica	4.865	-0.009	-0.009
100% de carga crítica	8.109	-0.015	-0.020

Figura 174

Perfiles de Deformación Horizontal del Muro Tipo III en Suelo Cohesivo – Primera Corrida

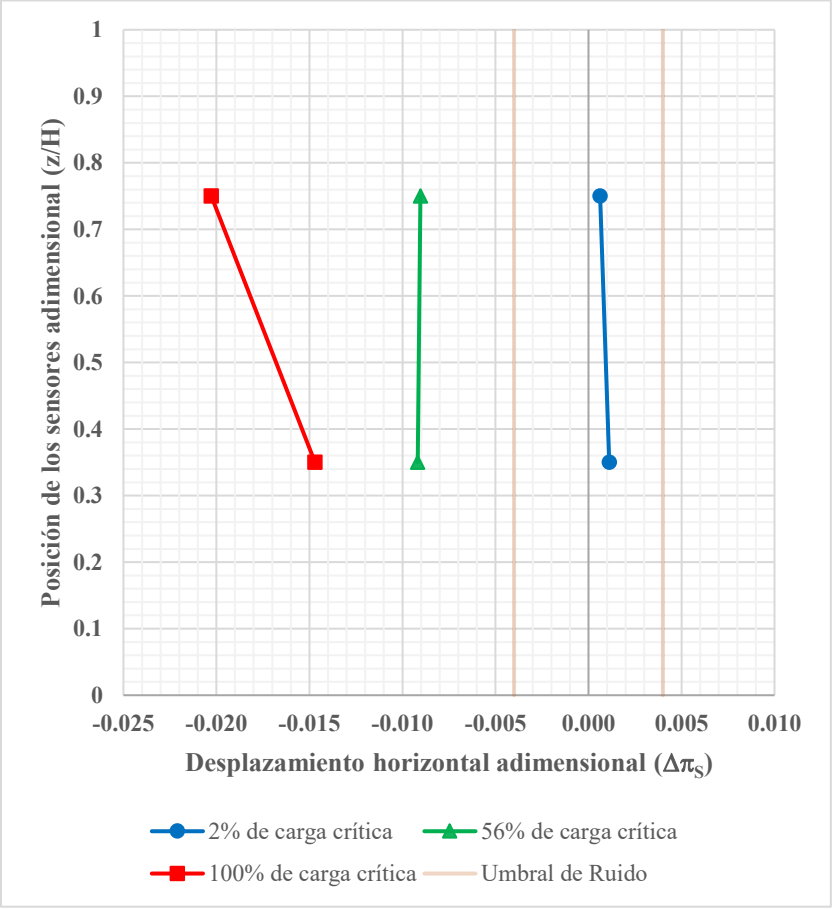


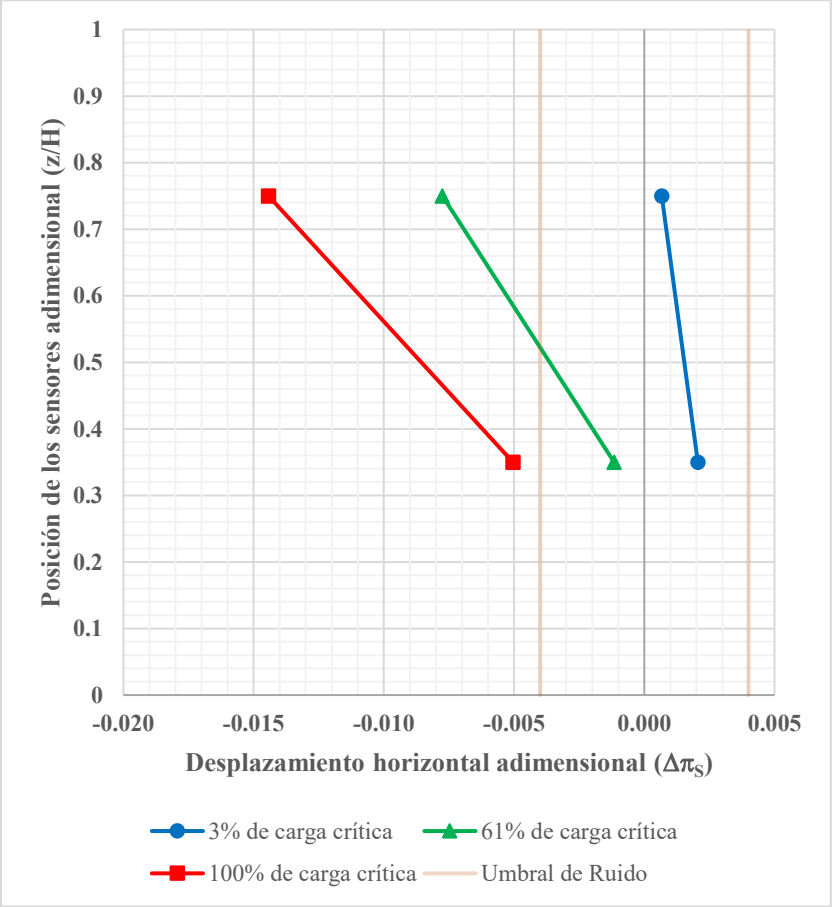
Tabla 87

Desplazamientos horizontales del muro Tipo III en suelo cohesivo – Segunda Corrida

	π_q	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$
3% de carga crítica	0.200	0.002	0.001
61% de carga crítica	4.533	-0.001	-0.008
100% de carga crítica	7.394	-0.005	-0.014

Figura 175

Perfiles de Deformación Horizontal del Muro Tipo III en Suelo Cohesivo – Segunda Corrida



4.2.7.4. Muro Tipo IV: configuración con puntera y talón

Tabla 88

Desplazamientos horizontales del muro Tipo IV en suelo cohesivo – Primera Corrida

	π_q	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$
34% de carga crítica	4.601	0.007	0.008
63% de carga crítica	8.404	0.002	0.001
100% de carga crítica	13.411	0.000	0.006
107% de carga crítica	14.324	-0.034	-0.046

Figura 176

Perfiles de Deformación Horizontal del Muro Tipo IV en Suelo Cohesivo – Primera Corrida

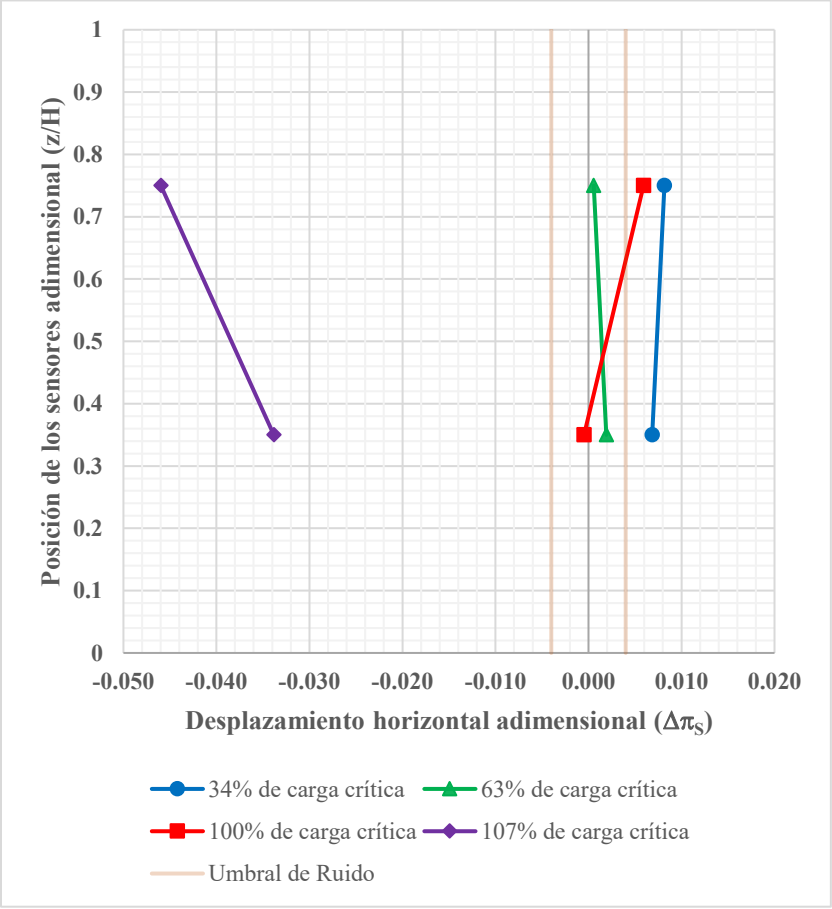


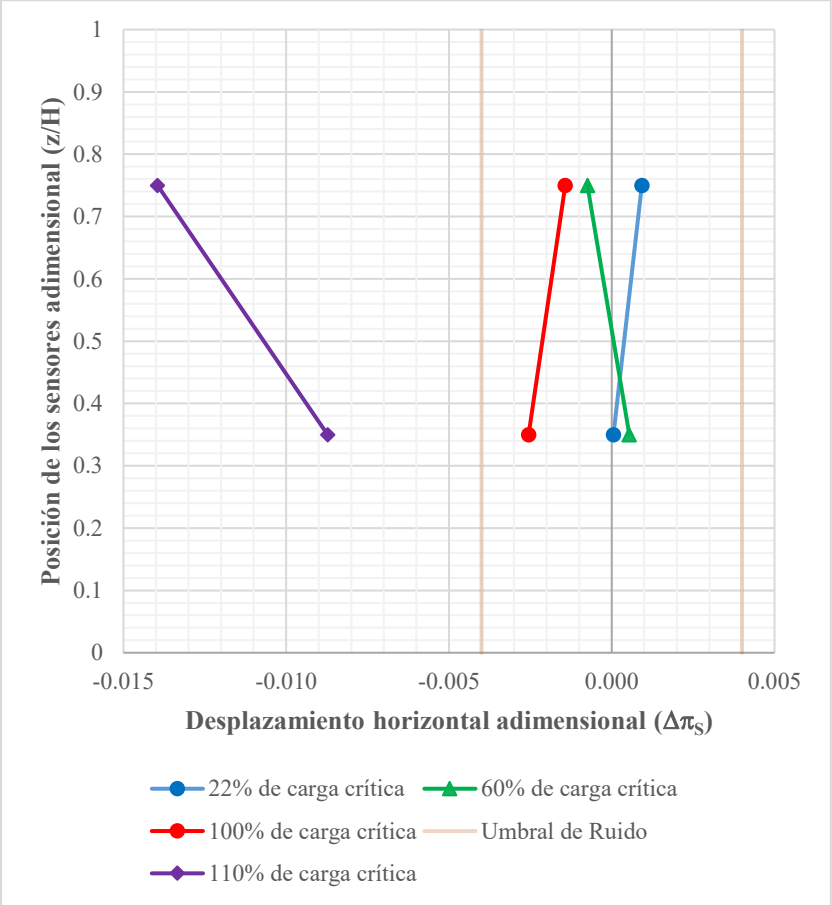
Tabla 89

Desplazamientos horizontales del muro Tipo IV en suelo cohesivo – Segunda Corrida

	π_q	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$
22% de carga crítica	3.061	0.000	0.001
60% de carga crítica	8.445	0.001	-0.001
100% de carga crítica	14.167	-0.003	-0.001
110% de carga crítica	15.598	-0.009	-0.014

Figura 177

Perfiles de Deformación Horizontal del Muro Tipo IV en Suelo Cohesivo – Segunda Corrida



4.2.8. Comparación entre tipos de muros

Figura 178

Comparación de desplazamientos horizontales a 0.75H en suelo cohesivo

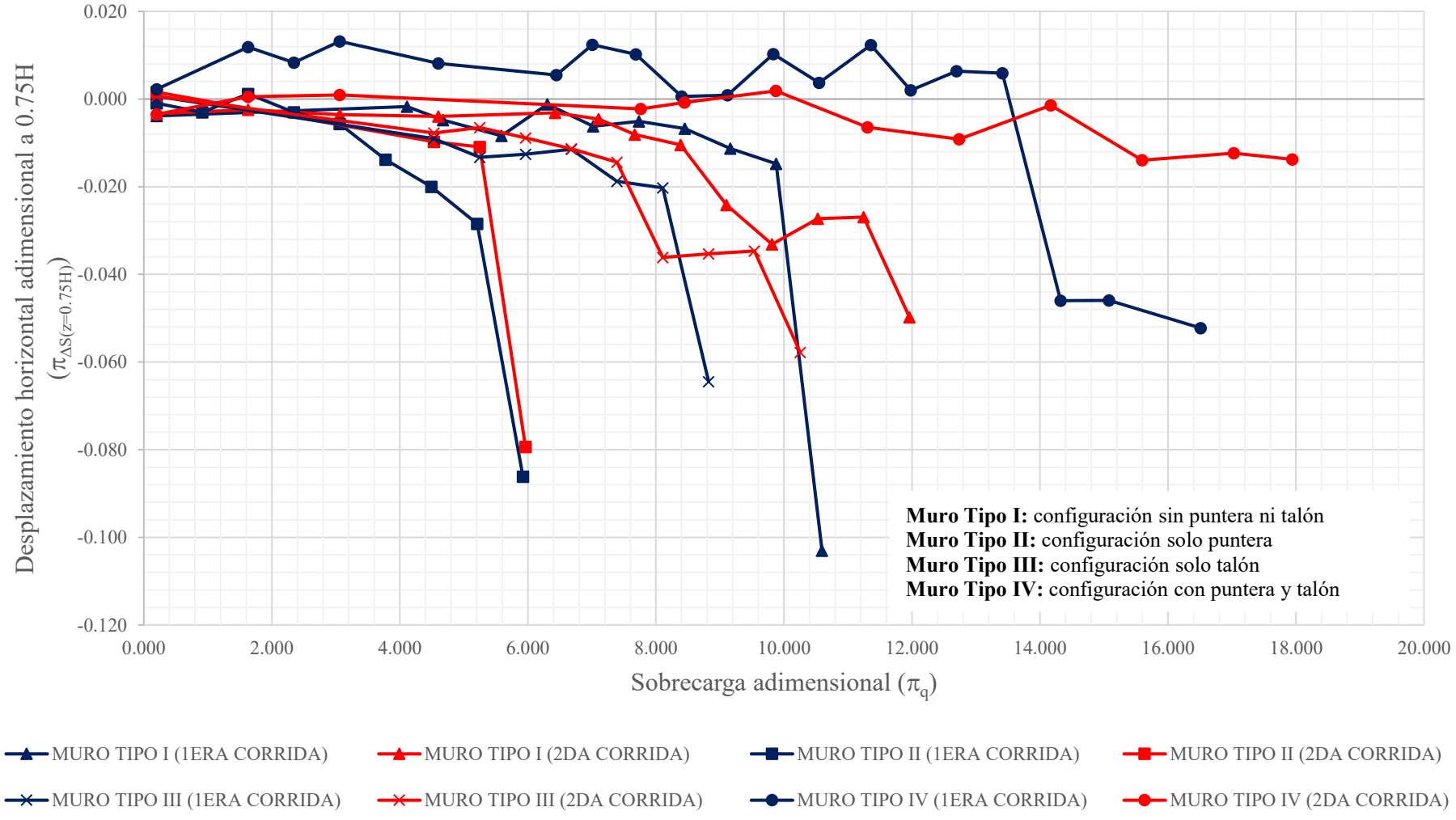


Figura 179

Comparación de desplazamientos horizontales a 0.35H en suelo cohesivo

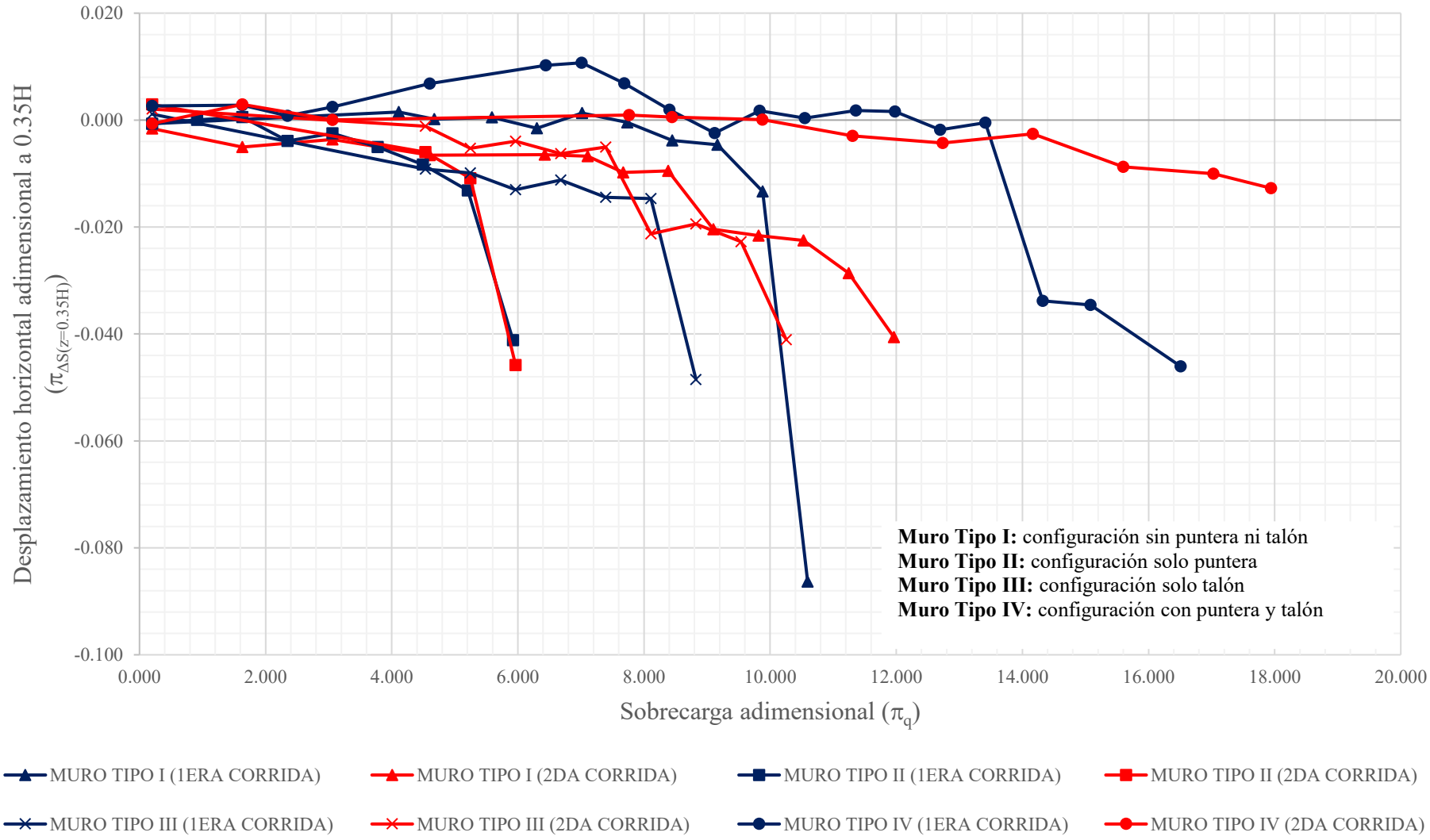


Figura 180

Comparación de asentamientos verticales en suelo cohesivo

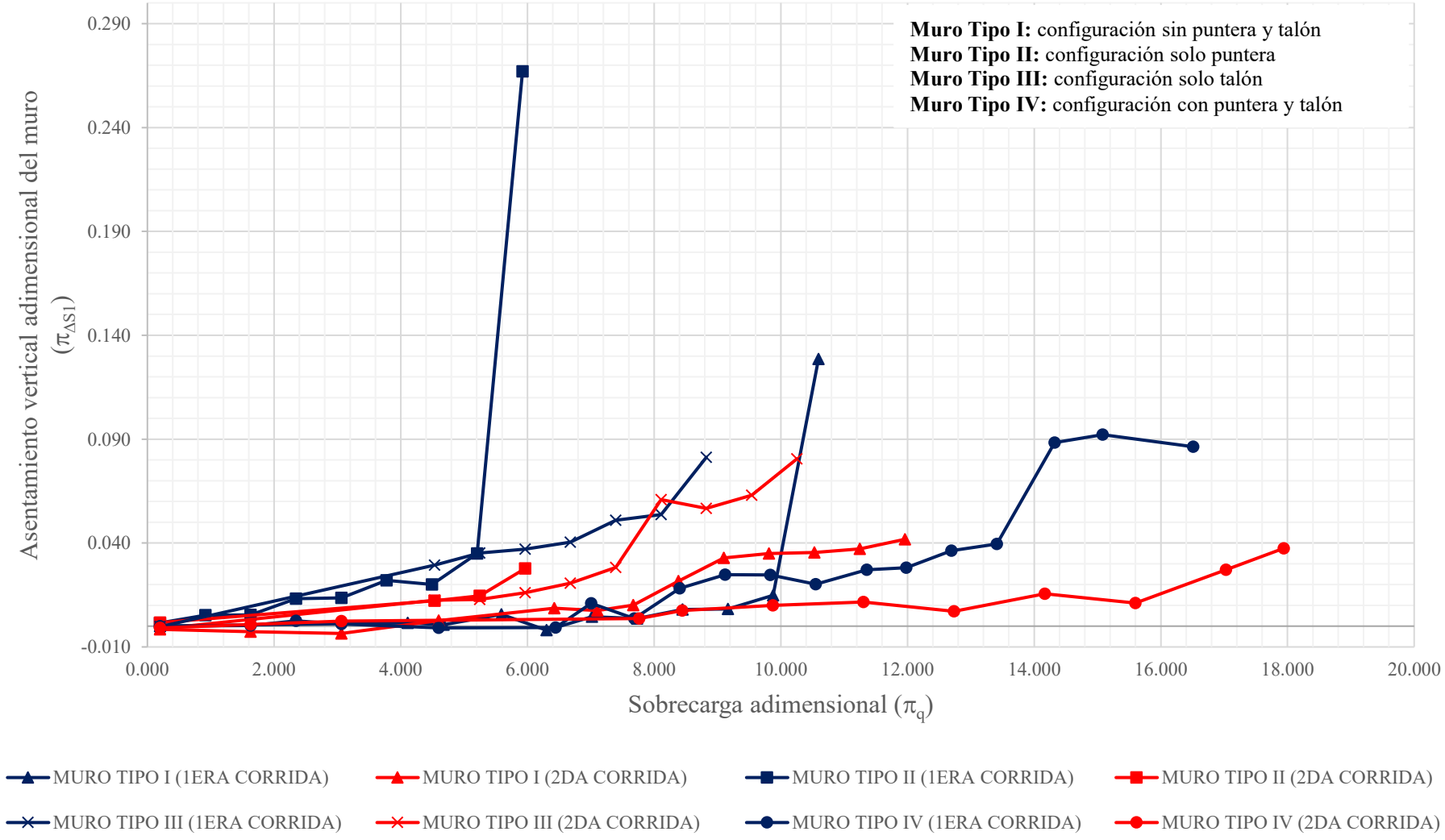
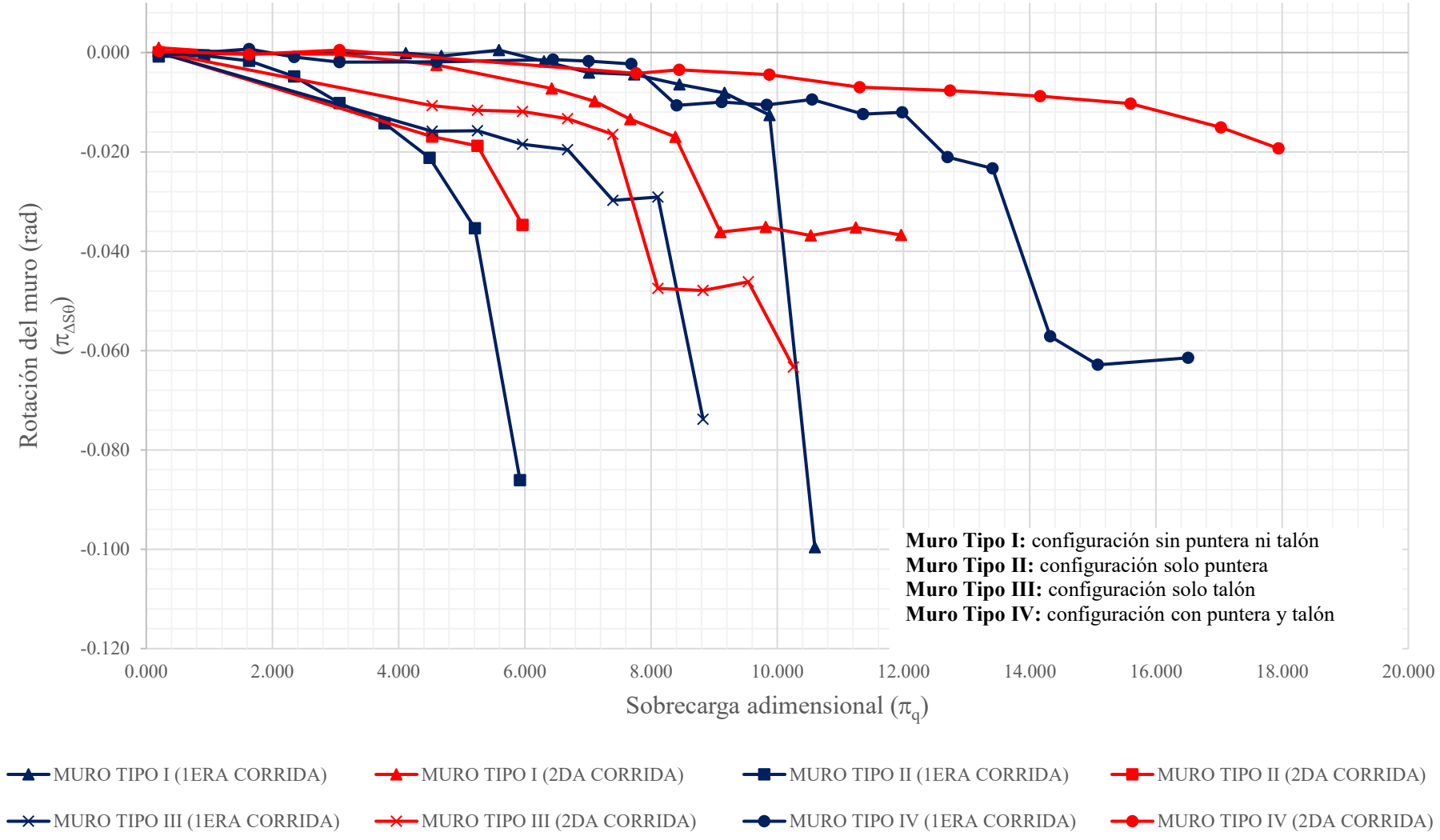


Figura 181

Comparación de rotaciones en suelo cohesivo



4.3. Resultados para muros ensayados en suelo granular

4.3.1. Cálculo de parámetros adimensionales

En esta sección se muestra la obtención de los valores adimensionales de la carga (π_q), el desplazamiento horizontal en 0.35H ($\pi_{\Delta S_{z=0.35H}}$), el desplazamiento horizontal en 0.75H ($\pi_{\Delta S_{z=0.75H}}$), el asentamiento ($\pi_{\Delta S1}$) y la rotación ($\pi_{\Delta\theta}$), para cada muro ensayado. Aunque el tiempo objetivo por escalón de carga fue de 60 s, en la ejecución del ensayo algunos escalones se prolongaron por limitaciones operativas; por criterios de consistencia y comparabilidad, el análisis se normalizó a los primeros 60 s de cada escalón. Dentro de dicho intervalo, el valor representativo de cada variable se determinó como el promedio de las lecturas registradas durante los últimos 30 s. La fundamentación y el detalle del criterio de selección del intervalo se desarrollan en la sección metodológica correspondiente; adicionalmente, los registros completos de los sensores de desplazamiento y rotación se incluyen en los Anexos.

4.3.1.1. Muro tipo I: configuración sin puntera ni talón

Tabla 90

Cálculo de Parámetros Adimensionales para Muro Tipo I en suelo granular - Primera Corrida

P total (kg)	q (kgf/m2)	ΔS1 (mm)	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Δθ (rad)	π_q	$\pi_{\Delta S1}$	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta\theta}$(rad)
1.541	39.513	-0.592	-0.034	0.034	0.001	0.132	-0.003	0.000	0.000	0.001
3.741	95.923	0.158	0.230	0.465	-0.001	0.320	0.001	0.001	0.002	-0.001
5.941	152.333	1.751	-0.595	-0.503	-0.004	0.508	0.009	-0.003	-0.003	-0.004
8.141	208.744	2.095	-0.389	-1.154	-0.008	0.696	0.010	-0.002	-0.006	-0.008
10.341	265.154	2.970	-1.761	-2.146	-0.014	0.884	0.015	-0.009	-0.011	-0.014
12.541	321.564	3.564	-3.259	-3.620	-0.018	1.072	0.018	-0.016	-0.018	-0.018
14.741	377.974	4.908	-3.584	-5.159	-0.023	1.260	0.025	-0.018	-0.026	-0.023
16.941	434.385	5.720	-4.745	-6.010	-0.025	1.448	0.029	-0.024	-0.030	-0.025
18.041	462.590	5.595	-5.343	-6.655	-0.027	1.542	0.028	-0.027	-0.033	-0.027
19.141	490.795	7.689	-6.782	-7.762	-0.031	1.636	0.038	-0.034	-0.039	-0.031
20.241	519.000	16.408	-15.922	-17.425	-0.077	1.730	0.082	-0.080	-0.087	-0.077

En la primera corrida del muro tipo I (sin puntera ni talón) en suelo granular se llegó a una sobrecarga adimensional $\pi_q = 1.730$ asociada a un peso total de 20.241 kg

Tabla 91

Cálculo de Parámetros Adimensionales para Muro Tipo I en suelo granular - Segunda Corrida

P total (kg)	q (kgf/m2)	ΔS1 (mm)	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Δθ (rad)	π_q	$\pi_{\Delta S1}$	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta\theta}$(rad)
1.541	39.513	0.403	-0.147	-0.192	0.000	0.132	0.002	-0.001	-0.001	0.000
3.741	95.923	-0.097	0.591	-0.025	-0.003	0.320	0.000	0.003	0.000	-0.003
5.941	152.333	0.997	0.077	-0.730	-0.007	0.508	0.005	0.000	-0.004	-0.007
8.141	208.744	2.122	-0.998	-1.971	-0.012	0.696	0.011	-0.005	-0.010	-0.012
10.341	265.154	2.966	-2.234	-3.446	-0.017	0.884	0.015	-0.011	-0.017	-0.017
12.541	321.564	3.247	-2.837	-4.168	-0.017	1.072	0.016	-0.014	-0.021	-0.017
14.741	377.974	2.997	-3.068	-4.970	-0.021	1.260	0.015	-0.015	-0.025	-0.021
16.941	434.385	4.028	-4.097	-5.975	-0.023	1.448	0.020	-0.020	-0.030	-0.023
18.041	462.590	3.591	-3.324	-5.726	-0.023	1.542	0.018	-0.017	-0.029	-0.023
19.141	490.795	4.747	-4.298	-6.771	-0.025	1.636	0.024	-0.021	-0.034	-0.025
20.241	519.000	4.028	-4.562	-7.226	-0.025	1.730	0.020	-0.023	-0.036	-0.025
21.341	547.205	4.278	-4.935	-7.576	-0.026	1.824	0.021	-0.025	-0.038	-0.026
22.441	575.410	3.622	-6.314	-9.002	-0.029	1.918	0.018	-0.032	-0.045	-0.029

En la segunda corrida del muro tipo I (sin puntera ni talón) en suelo granular se llegó a una sobrecarga adimensional $\pi_q = 1.918$ asociada a un peso total de 22.441kg.

4.3.1.2. Muro Tipo II: configuración solo puntera

Tabla 92

Cálculo de Parámetros Adimensionales para Muro Tipo II en suelo granular - Primera Corrida

P total (kg)	q (kgf/m2)	ΔS1 (mm)	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Δθ (rad)	π_q	$\pi_{\Delta S1}$	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta\theta}$(rad)
1.541	39.513	0.024	-0.140	-0.254	0.001	0.132	0.000	-0.001	-0.001	0.001
3.741	95.923	-0.036	-0.281	0.251	0.000	0.320	0.000	-0.001	0.001	0.000
5.941	152.333	0.145	-0.459	-0.272	0.001	0.508	0.001	-0.002	-0.001	0.001
8.141	208.744	2.358	-1.506	-1.389	-0.005	0.696	0.012	-0.008	-0.007	-0.005
10.341	265.154	3.085	-2.368	-2.666	-0.007	0.884	0.015	-0.012	-0.013	-0.007
12.541	321.564	5.721	-4.096	-3.795	-0.011	1.072	0.029	-0.020	-0.019	-0.011
14.741	377.974	6.600	-5.324	-6.177	-0.013	1.260	0.033	-0.027	-0.031	-0.013
16.941	434.385	8.691	-9.746	-10.829	-0.020	1.448	0.043	-0.049	-0.054	-0.020
18.041	462.590	10.189	-12.361	-15.320	-0.029	1.542	0.051	-0.062	-0.077	-0.029
19.141	490.795	13.297	-15.952	-20.407	-0.039	1.636	0.066	-0.080	-0.102	-0.039
20.241	519.000	18.812	-21.994	-26.979	-0.049	1.730	0.094	-0.110	-0.135	-0.049

En la primera corrida del muro tipo II (solo puntera) en suelo granular se llegó a una sobrecarga adimensional $\pi_q = 1.730$ asociada a un peso total de 20.241 kg.

Tabla 93

Cálculo de Parámetros Adimensionales para Muro Tipo II en suelo granular - Segunda Corrida

P total (kg)	q (kgf/m2)	ΔS1 (mm)	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Δθ (rad)	π_q	$\pi_{\Delta S1}$	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta\theta}$(rad)
1.541	39.513	-0.217	-0.545	0.077	0.000	0.132	-0.001	-0.003	0.000	0.000
3.741	95.923	0.237	0.420	0.765	-0.003	0.320	0.001	0.002	0.004	-0.003
5.941	152.333	0.965	-0.789	-1.067	-0.003	0.508	0.005	-0.004	-0.005	-0.003
8.141	208.744	1.449	-1.089	-1.229	-0.007	0.696	0.007	-0.005	-0.006	-0.007
10.341	265.154	1.874	-1.754	-3.418	-0.010	0.884	0.009	-0.009	-0.017	-0.010
12.541	321.564	3.146	-1.821	-2.746	-0.011	1.072	0.016	-0.009	-0.014	-0.011
13.641	349.769	3.116	-3.111	-5.768	-0.012	1.166	0.016	-0.016	-0.029	-0.012
14.741	377.974	3.328	-3.557	-4.136	-0.012	1.260	0.017	-0.018	-0.021	-0.012
15.841	406.179	3.389	-3.987	-7.267	-0.013	1.354	0.017	-0.020	-0.036	-0.013
16.941	434.385	5.419	-4.609	-6.042	-0.015	1.448	0.027	-0.023	-0.030	-0.015
18.041	462.590	6.359	-5.262	-8.427	-0.016	1.542	0.032	-0.026	-0.042	-0.016
19.141	490.795	7.692	-6.576	-9.533	-0.019	1.636	0.038	-0.033	-0.048	-0.019
20.241	519.000	9.692	-8.178	-10.603	-0.020	1.730	0.048	-0.041	-0.053	-0.020

De igual forma en la segunda corrida del muro tipo II (solo puntera) en suelo granular se llegó a una sobrecarga adimensional $\pi_q = 1.730$ asociada a un peso total de 20.241 kg.

4.3.1.3. Muro Tipo III: configuración solo talón

Tabla 94

Cálculo de Parámetros Adimensionales para Muro Tipo III en suelo granular - Primera Corrida

P total (kg)	q (kgf/m2)	ΔS1 (mm)	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Δθ (rad)	π_q	$\pi_{\Delta S1}$	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta\theta}$(rad)
1.541	39.513	-1.239	-0.016	0.366	0.000	0.132	-0.006	0.000	0.002	0.000
3.741	95.923	0.216	0.011	0.370	-0.001	0.320	0.001	0.000	0.002	-0.001
5.941	152.333	-0.269	0.551	0.864	-0.002	0.508	-0.001	0.003	0.004	-0.002
8.141	208.744	0.307	0.344	0.219	-0.004	0.696	0.002	0.002	0.001	-0.004
10.341	265.154	0.094	-0.172	-1.037	-0.002	0.884	0.000	-0.001	-0.005	-0.002
12.541	321.564	1.913	-1.080	-1.206	-0.005	1.072	0.010	-0.005	-0.006	-0.005
14.741	377.974	2.125	-0.527	-1.323	-0.005	1.260	0.011	-0.003	-0.007	-0.005
15.841	406.179	2.185	-1.389	-1.561	-0.007	1.354	0.011	-0.007	-0.008	-0.007
16.941	434.385	3.216	-1.070	-1.357	-0.008	1.448	0.016	-0.005	-0.007	-0.008
18.041	462.590	3.337	-1.931	-2.080	-0.008	1.542	0.017	-0.010	-0.010	-0.008
19.141	490.795	3.458	-1.875	-2.786	-0.009	1.636	0.017	-0.009	-0.014	-0.009
20.241	519.000	4.246	-2.543	-3.223	-0.011	1.730	0.021	-0.013	-0.016	-0.011
21.341	547.205	3.579	-1.964	-3.106	-0.010	1.824	0.018	-0.010	-0.016	-0.010
22.441	575.410	4.276	-3.328	-3.500	-0.012	1.918	0.021	-0.017	-0.018	-0.012
23.541	603.615	4.337	-2.354	-3.704	-0.014	2.012	0.022	-0.012	-0.019	-0.014
24.641	631.821	4.579	-2.533	-3.859	-0.017	2.106	0.023	-0.013	-0.019	-0.017
25.741	660.026	5.094	-2.585	-3.842	-0.016	2.200	0.025	-0.013	-0.019	-0.016
26.841	688.231	4.913	-3.244	-4.686	-0.017	2.294	0.025	-0.016	-0.023	-0.017
27.941	716.436	5.185	-3.547	-4.989	-0.022	2.388	0.026	-0.018	-0.025	-0.022
29.041	744.641	5.882	-4.171	-5.751	-0.022	2.482	0.029	-0.021	-0.029	-0.022
30.141	772.846	7.034	-4.787	-7.175	-0.024	2.576	0.035	-0.024	-0.036	-0.024
31.241	801.051	39.397	-26.705	-37.890	-0.143	2.670	0.197	-0.134	-0.189	-0.143

.

En la primera corrida del muro tipo III (solo talón) en suelo granular se llegó a una sobrecarga adimensional $\pi_q = 2.670$ asociada a un peso total de 31.241 kg.

Tabla 95

Cálculo de Parámetros Adimensionales para Muro Tipo III en suelo granular - Segunda Corrida

P total (kg)	q (kgf/m2)	ΔS1 (mm)	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Δθ (rad)	π_q	$\pi_{\Delta S1}$	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta\theta}$(rad)
1.541	39.513	-0.765	-0.043	-0.210	0.000	0.132	-0.004	0.000	-0.001	0.000
3.741	95.923	0.526	0.455	0.656	0.000	0.320	0.003	0.002	0.003	0.000
5.941	152.333	0.526	-0.295	-0.585	0.000	0.508	0.003	-0.001	-0.003	0.000
8.141	208.744	0.752	0.473	0.306	-0.002	0.696	0.004	0.002	0.002	-0.002
10.341	265.154	1.010	-0.273	-0.612	-0.004	0.884	0.005	-0.001	-0.003	-0.004
12.541	321.564	2.816	-0.221	-1.077	-0.005	1.072	0.014	-0.001	-0.005	-0.005
14.741	377.974	1.687	0.001	-0.265	-0.005	1.260	0.008	0.000	-0.001	-0.005
16.941	434.385	1.042	-0.324	-1.057	-0.005	1.448	0.005	-0.002	-0.005	-0.005
19.141	490.795	2.397	-0.497	-2.040	-0.006	1.636	0.012	-0.002	-0.010	-0.006
21.341	547.205	2.913	-1.133	-2.333	-0.005	1.824	0.015	-0.006	-0.012	-0.005
23.541	603.615	3.203	-0.646	-1.526	-0.008	2.012	0.016	-0.003	-0.008	-0.008
24.641	631.821	2.848	-0.945	-2.169	-0.009	2.106	0.014	-0.005	-0.011	-0.009
25.741	660.026	2.719	-1.507	-2.191	-0.009	2.200	0.014	-0.008	-0.011	-0.009
26.841	688.231	3.461	-1.401	-2.797	-0.010	2.294	0.017	-0.007	-0.014	-0.010
27.941	716.436	4.171	-2.318	-3.173	-0.010	2.388	0.021	-0.012	-0.016	-0.010
29.041	744.641	3.397	-1.372	-2.178	-0.013	2.482	0.017	-0.007	-0.011	-0.013
30.141	772.846	3.397	-2.011	-2.178	-0.012	2.576	0.017	-0.010	-0.011	-0.012
31.241	801.051	3.977	-2.459	-2.306	-0.012	2.670	0.020	-0.012	-0.012	-0.012
32.341	829.256	4.687	-2.772	-3.332	-0.013	2.764	0.023	-0.014	-0.017	-0.013
33.441	857.462	4.429	-3.075	-4.151	-0.014	2.858	0.022	-0.015	-0.021	-0.014
34.541	885.667	5.590	-3.204	-4.280	-0.016	2.952	0.028	-0.016	-0.021	-0.016
35.641	913.872	5.945	-3.552	-3.989	-0.017	3.046	0.030	-0.018	-0.020	-0.017
36.741	942.077	8.300	-4.743	-5.623	-0.019	3.140	0.041	-0.024	-0.028	-0.019
37.841	970.282	30.042	-20.926	-27.827	-0.089	3.234	0.150	-0.105	-0.139	-0.089

.

En la segunda corrida del muro tipo III (solo talón) en suelo granular se llegó a una sobrecarga adimensional $\pi_q = 3.234$ asociada a un peso total de 37.841kg.

4.3.1.4. Muro Tipo IV: configuración con puntera y talón

Tabla 96

Cálculo de Parámetros Adimensionales para Muro Tipo IV en suelo granular - Primera Corrida

P total (kg)	q (kgf/m2)	ΔS1 (mm)	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Δθ (rad)	π_q	$\pi_{\Delta S1}$	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta\theta}$(rad)
1.541	39.513	0.066	0.100	0.002	0.000	0.132	0.000	0.000	0.000	0.000
2.641	67.718	-0.059	0.351	0.040	0.001	0.226	0.000	0.002	0.000	0.001
3.741	95.923	0.066	1.212	0.115	0.001	0.320	0.000	0.006	0.001	0.001
4.841	124.128	1.254	0.964	0.104	-0.001	0.414	0.006	0.005	0.001	-0.001
5.941	152.333	2.223	0.547	0.069	-0.001	0.508	0.011	0.003	0.000	-0.001
7.041	180.538	3.910	0.037	-0.060	-0.003	0.602	0.020	0.000	0.000	-0.003
8.141	208.744	5.348	0.169	0.119	-0.005	0.696	0.027	0.001	0.001	-0.005
9.241	236.949	5.379	-0.238	-0.287	-0.004	0.790	0.027	-0.001	-0.001	-0.004
10.341	265.154	6.254	-0.399	-0.710	-0.004	0.884	0.031	-0.002	-0.004	-0.004
11.441	293.359	5.941	-1.017	-0.829	-0.006	0.978	0.030	-0.005	-0.004	-0.006
12.541	321.564	6.379	-1.030	-1.389	-0.006	1.072	0.032	-0.005	-0.007	-0.006
13.641	349.769	7.660	-1.768	-1.127	-0.009	1.166	0.038	-0.009	-0.006	-0.009
14.741	377.974	8.254	-1.751	-1.896	-0.010	1.260	0.041	-0.009	-0.009	-0.010
15.841	406.179	9.066	-2.764	-2.100	-0.011	1.354	0.045	-0.014	-0.010	-0.011
16.941	434.385	9.160	-2.347	-1.373	-0.013	1.448	0.046	-0.012	-0.007	-0.013
18.041	462.590	9.254	-3.156	-2.158	-0.013	1.542	0.046	-0.016	-0.011	-0.013
19.141	490.795	9.410	-3.176	-2.321	-0.016	1.636	0.047	-0.016	-0.012	-0.016
21.341	547.205	10.535	-4.716	-3.241	-0.019	1.824	0.053	-0.024	-0.016	-0.019
22.441	575.410	10.535	-5.441	-3.562	-0.020	1.918	0.053	-0.027	-0.018	-0.020
23.541	603.615	11.816	-6.253	-4.827	-0.025	2.012	0.059	-0.031	-0.024	-0.025
24.641	631.821	12.348	-7.656	-6.658	-0.028	2.106	0.062	-0.038	-0.033	-0.028
25.741	660.026	14.473	-9.584	-8.062	-0.035	2.200	0.072	-0.048	-0.040	-0.035
26.841	688.231	23.535	-18.207	-14.852	-0.060	2.294	0.118	-0.091	-0.074	-0.060
27.941	716.436	23.973	-18.730	-15.089	-0.061	2.388	0.120	-0.094	-0.075	-0.061
29.041	744.641	26.535	-22.517	-18.233	-0.072	2.482	0.133	-0.113	-0.091	-0.072
30.141	772.846	26.473	-22.498	-17.166	-0.072	2.576	0.132	-0.112	-0.086	-0.072
31.241	801.051	30.160	-31.408	-24.743	-0.091	2.670	0.151	-0.157	-0.124	-0.091
32.341	829.256	30.754	-30.920	-24.564	-0.092	2.764	0.154	-0.155	-0.123	-0.092
33.441	857.462	32.223	-33.112	-26.114	-0.095	2.858	0.161	-0.166	-0.131	-0.095
34.541	885.667	32.754	-32.128	-26.154	-0.097	2.952	0.164	-0.161	-0.131	-0.097

.

En la primera corrida del muro tipo IV (con puntera y talón) en suelo granular se llegó a una sobrecarga adimensional $\pi_q = 2.952$ asociada a un peso total de 34.541 kg.

Tabla 97

Cálculo de Parámetros Adimensionales para Muro Tipo IV en suelo granular - Segunda Corrida

P total (kg)	q (kgf/m2)	ΔS1 (mm)	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Δθ (rad)	π_q	$\pi_{\Delta S1}$	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta\theta}$(rad)
1.541	39.513	-0.548	-0.143	0.138	0.000	0.132	-0.003	-0.001	0.001	0.000
3.741	95.923	1.545	0.391	-0.019	0.000	0.320	0.008	0.002	0.000	0.000
5.941	152.333	3.045	-0.193	-0.126	-0.001	0.508	0.015	-0.001	-0.001	-0.001
8.141	208.744	3.108	-0.776	-0.233	-0.002	0.696	0.016	-0.004	-0.001	-0.002
10.341	265.154	4.358	-0.703	-0.399	-0.002	0.884	0.022	-0.004	-0.002	-0.002
12.541	321.564	4.233	-0.665	-0.647	-0.004	1.072	0.021	-0.003	-0.003	-0.004
14.741	377.974	6.858	-0.034	-1.016	-0.003	1.260	0.034	0.000	-0.005	-0.003
16.941	434.385	9.389	-0.428	-0.909	-0.003	1.448	0.047	-0.002	-0.005	-0.003
19.141	490.795	11.639	-1.318	-1.251	-0.002	1.636	0.058	-0.007	-0.006	-0.002
21.341	547.205	11.983	-2.040	-1.665	-0.005	1.824	0.060	-0.010	-0.008	-0.005
22.441	575.410	10.827	-2.363	-2.107	-0.005	1.918	0.054	-0.012	-0.011	-0.005
23.541	603.615	12.233	-1.980	-2.342	-0.006	2.012	0.061	-0.010	-0.012	-0.006
24.641	631.821	13.514	-2.434	-2.630	-0.009	2.106	0.068	-0.012	-0.013	-0.009
25.741	660.026	22.420	-12.505	-13.867	-0.034	2.200	0.112	-0.063	-0.069	-0.034

.

En la segunda corrida del muro tipo IV (con puntera y talón) en suelo granular se llegó a una sobrecarga adimensional $\pi_q = 2.200$ asociada a un peso total de 25.741 kg.

4.3.2. Curvas carga – desplazamiento horizontal en z = 0.75H

El procedimiento de análisis e interpretación de las gráficas correspondientes a z=0.75H para suelo granular es análogo al descrito previamente para el suelo cohesivo; por ello, a fin de evitar redundancias, se mantiene el mismo criterio metodológico, variando únicamente el tipo de suelo considerado. Las particularidades observadas en el comportamiento del suelo granular se analizan directamente a partir de los resultados obtenidos.

4.3.2.1. Muro Tipo I: configuración sin puntera ni talón

Figura 182

Curva carga – desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo I en suelo granular - Primera Corrida

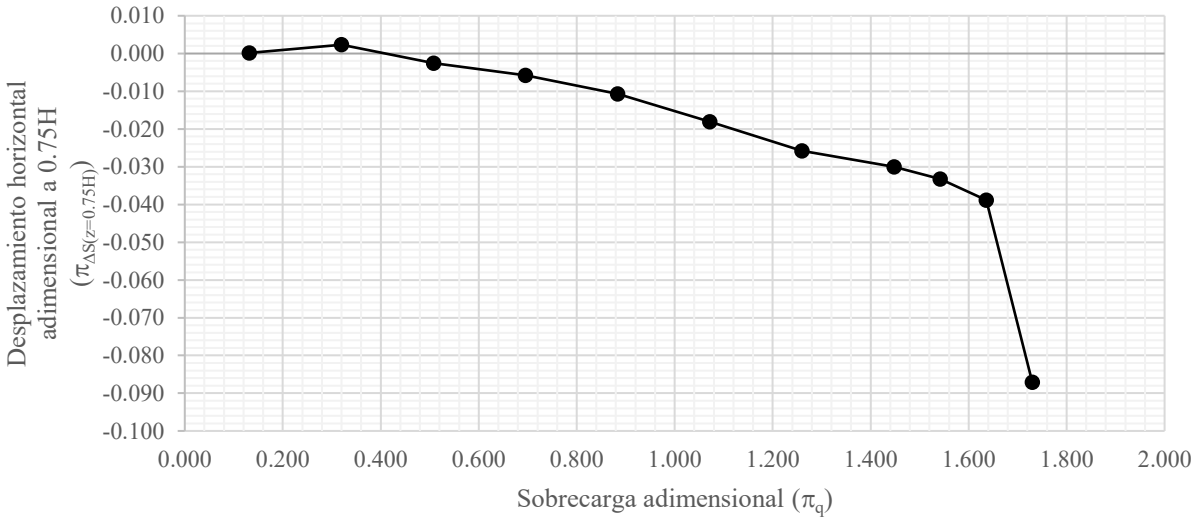
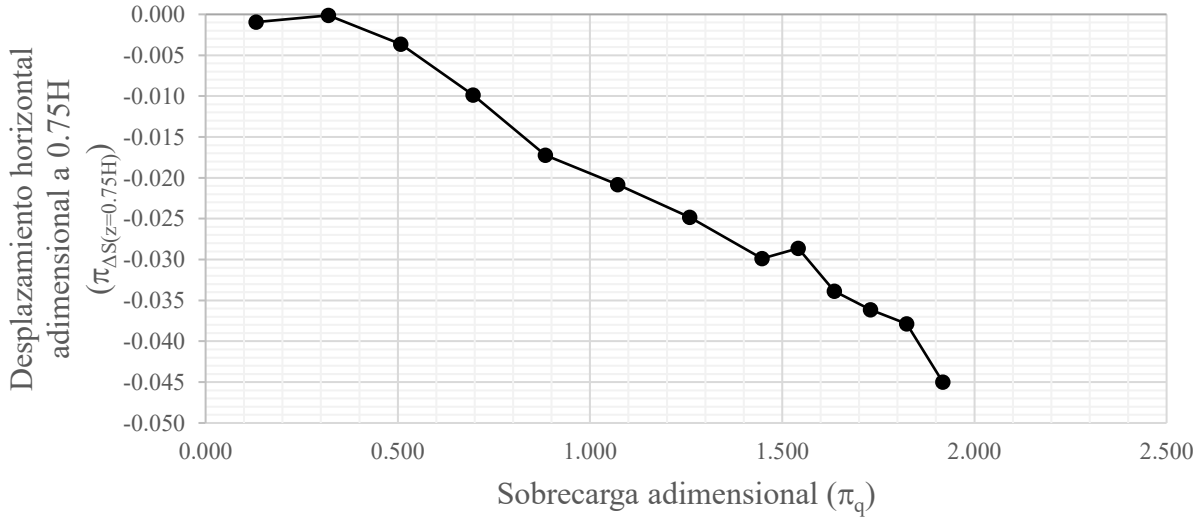


Figura 183

Curva carga – desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo I en suelo granular - Segunda Corrida



4.3.2.2. Muro Tipo II: configuración solo Puntera

Figura 184

Curva carga – desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo II en suelo granular - Primera Corrida

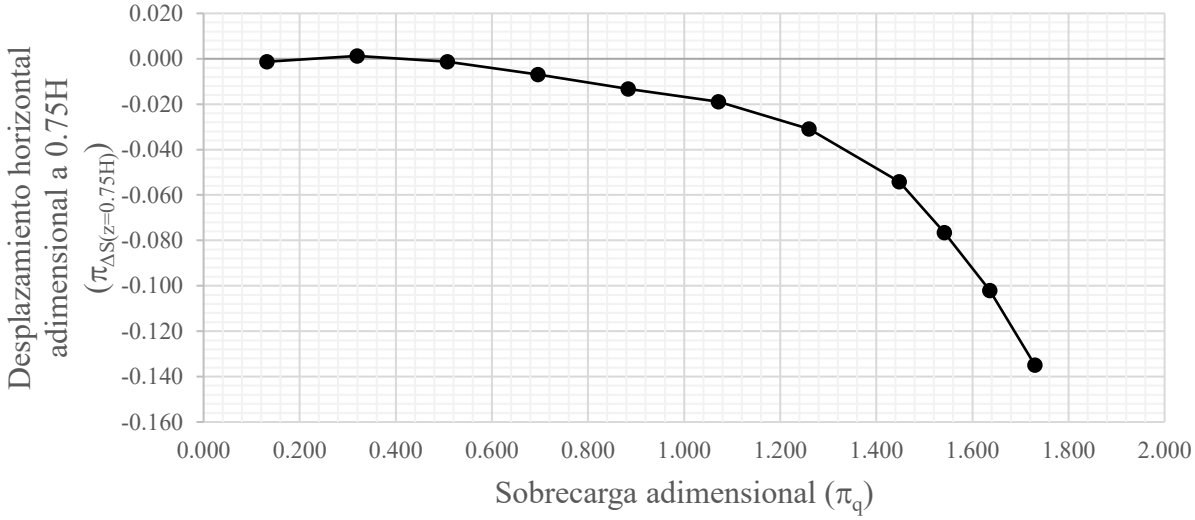
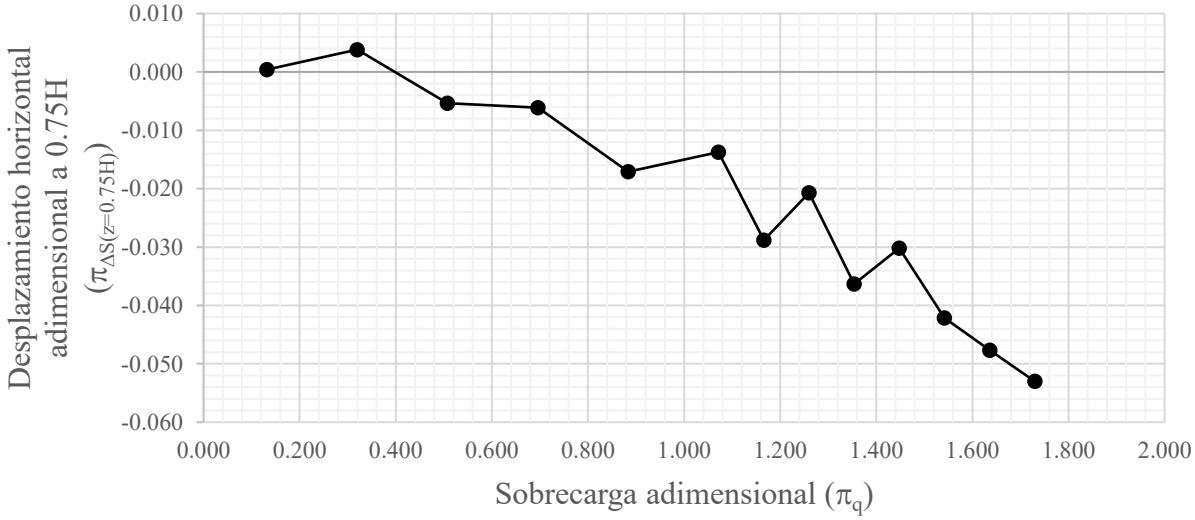


Figura 185

Curva carga – Desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo II en suelo granular - Segunda Corrida



4.3.2.3. Muro Tipo III: configuración solo talón

Figura 186

Curva carga – desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo III en suelo granular - Primera Corrida

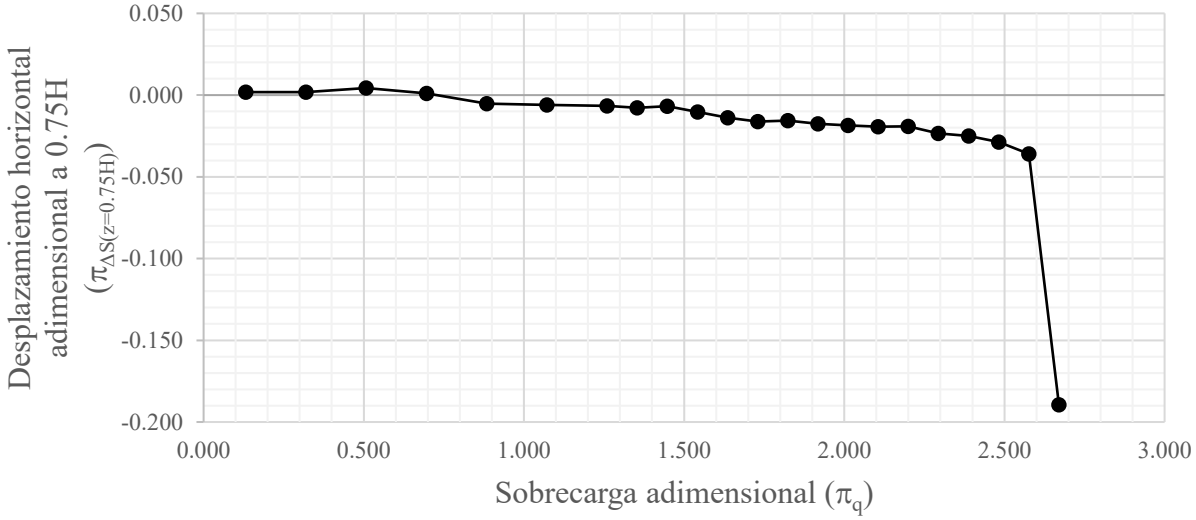
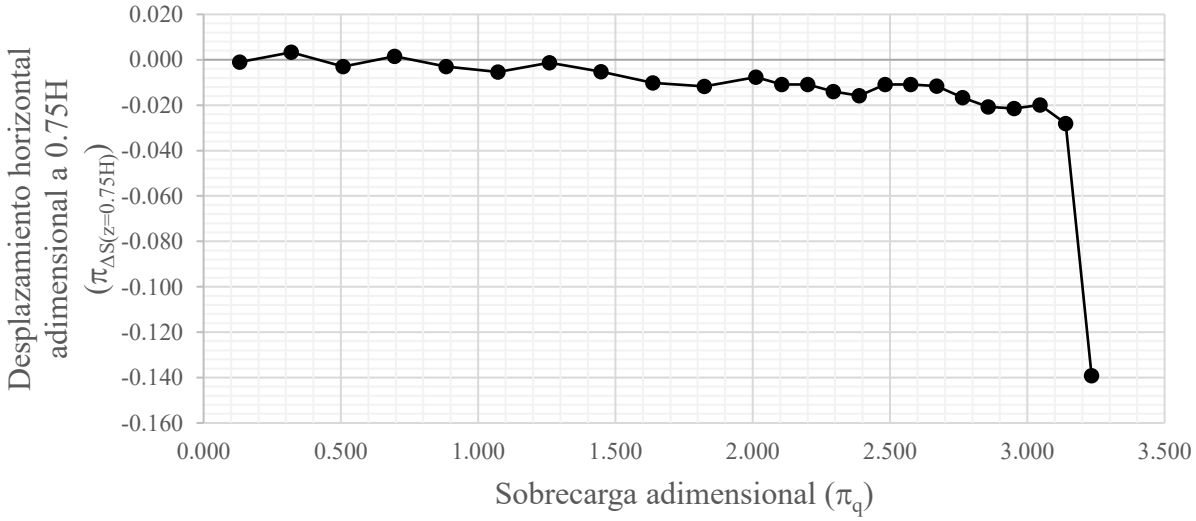


Figura 187

Curva carga –desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo III en suelo granular - Segunda Corrida



4.3.2.4. Muro Tipo IV: configuración con puntera y talón

Figura 188

Curva carga – desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo IV en suelo granular - Primera Corrida

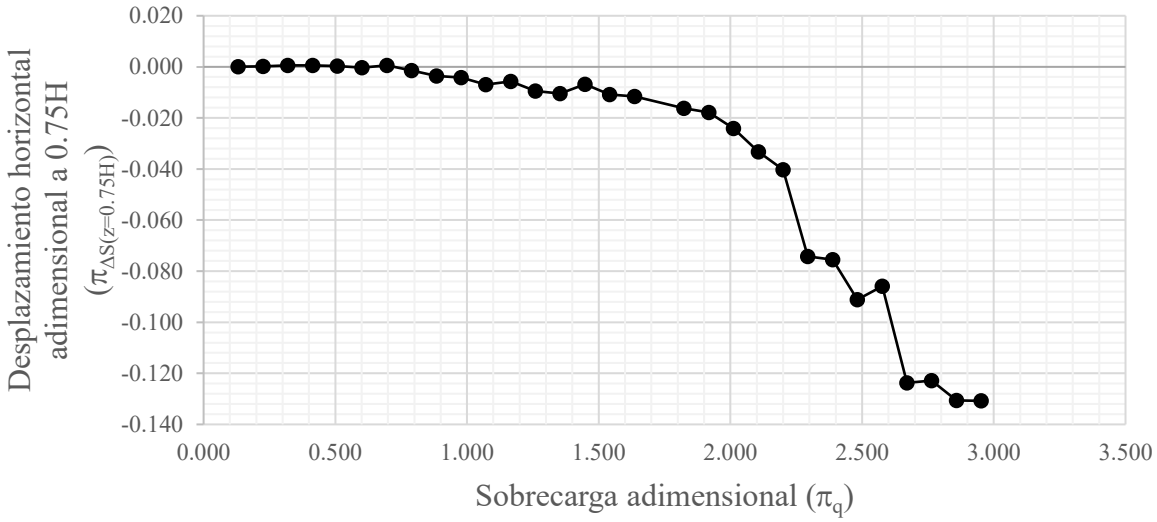
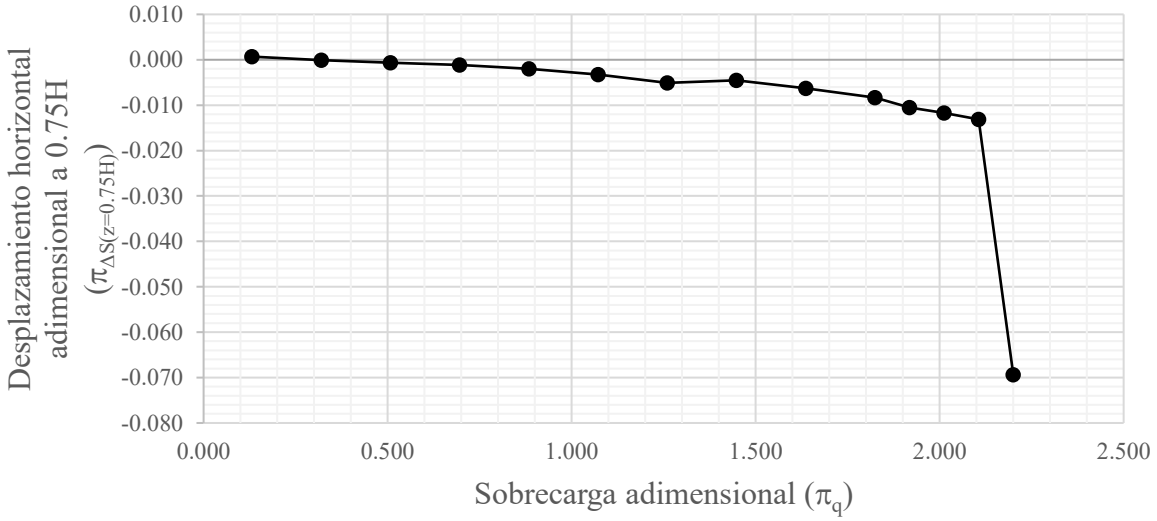


Figura 189

Curva carga –desplazamiento en 0.75H para Muro Tipo IV en suelo granular - Segunda Corrida



4.3.3. Curvas carga – desplazamiento horizontal en z = 0.35H

El procedimiento de análisis e interpretación de las gráficas correspondientes a z=0.35H para suelo granular es análogo al descrito previamente para el suelo cohesivo; por ello, a fin de evitar redundancias, se mantiene el mismo criterio metodológico, variando únicamente el tipo de suelo considerado. Las particularidades observadas en el comportamiento del suelo granular se analizan directamente a partir de los resultados obtenidos.

4.3.3.1. Muro Tipo I: configuración sin puntera ni talón

Figura 190

Curva carga – desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo I en suelo granular - Primera Corrida

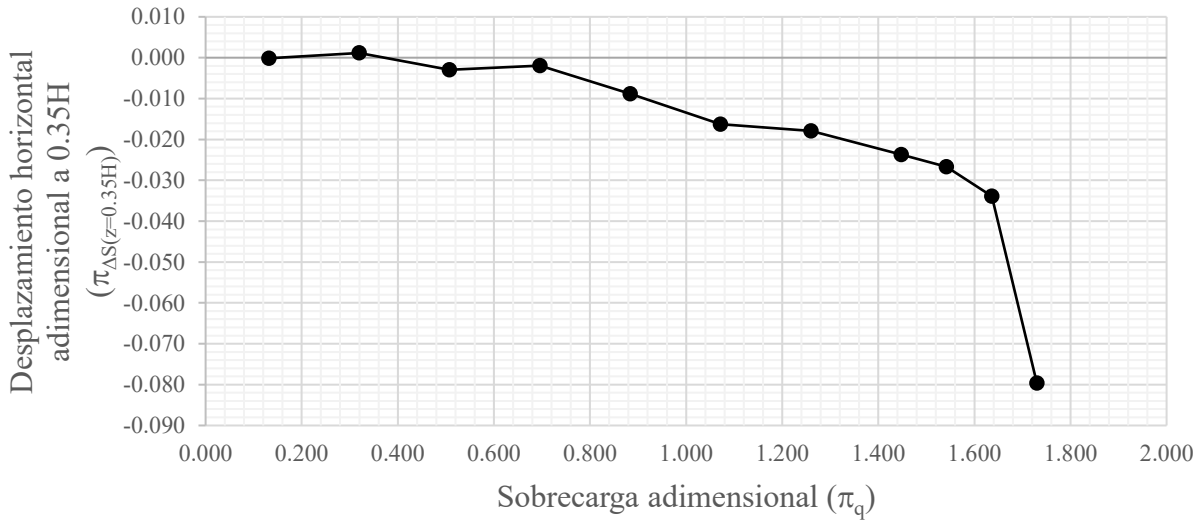
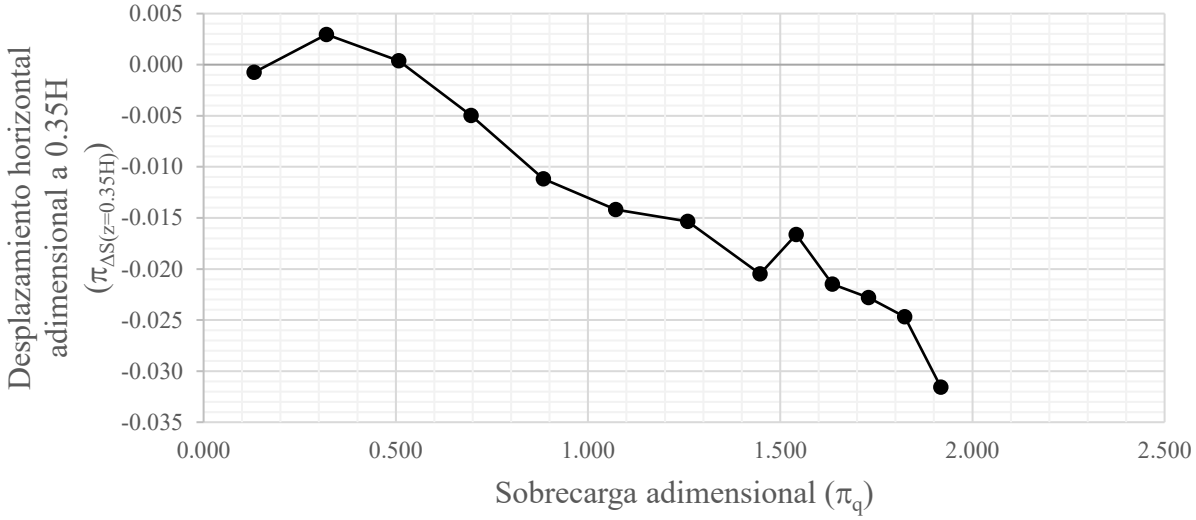


Figura 191

Curva carga – desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo I en suelo granular - Segunda Corrida



4.3.3.2. Muro Tipo II: configuración solo puntera

Figura 192

Curva carga – desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo II en suelo granular - Primera Corrida

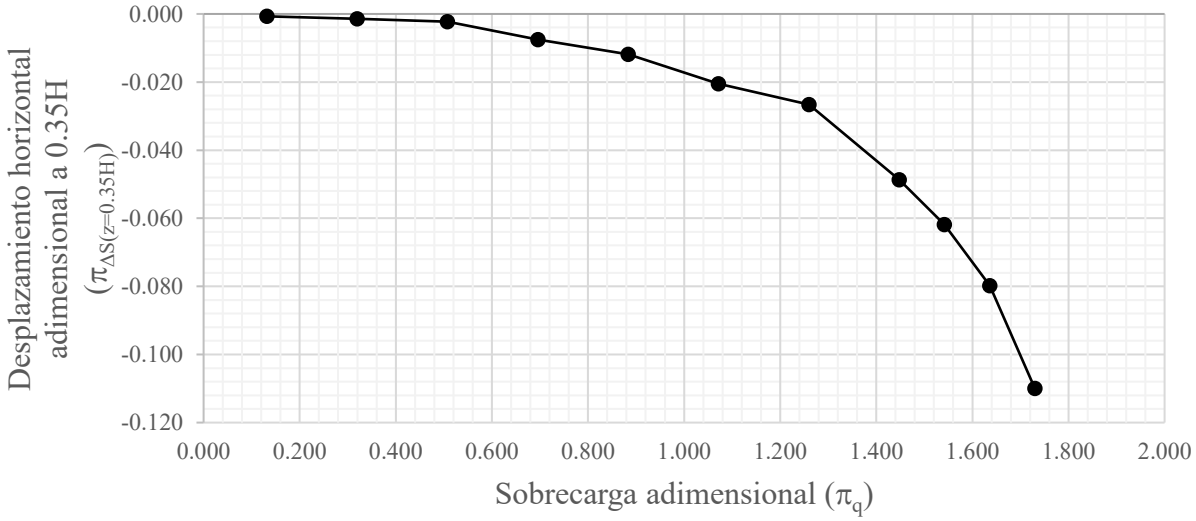
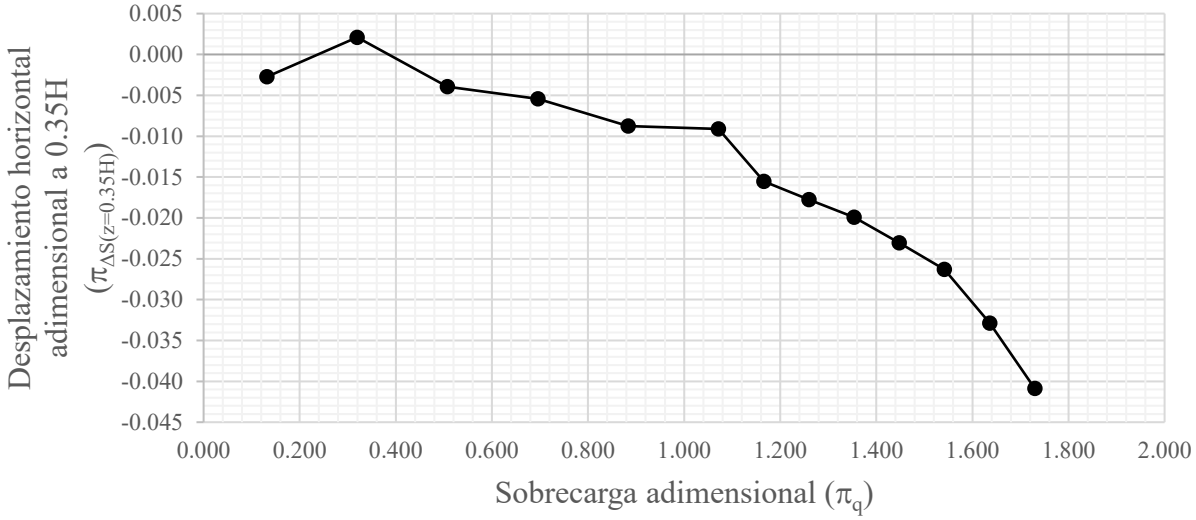


Figura 193

Curva carga – desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo II en suelo granular - Segunda Corrida



4.3.3.3. Muro Tipo III: configuración solo talón

Figura 194

Curva carga – desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo III en suelo granular - Primera Corrida

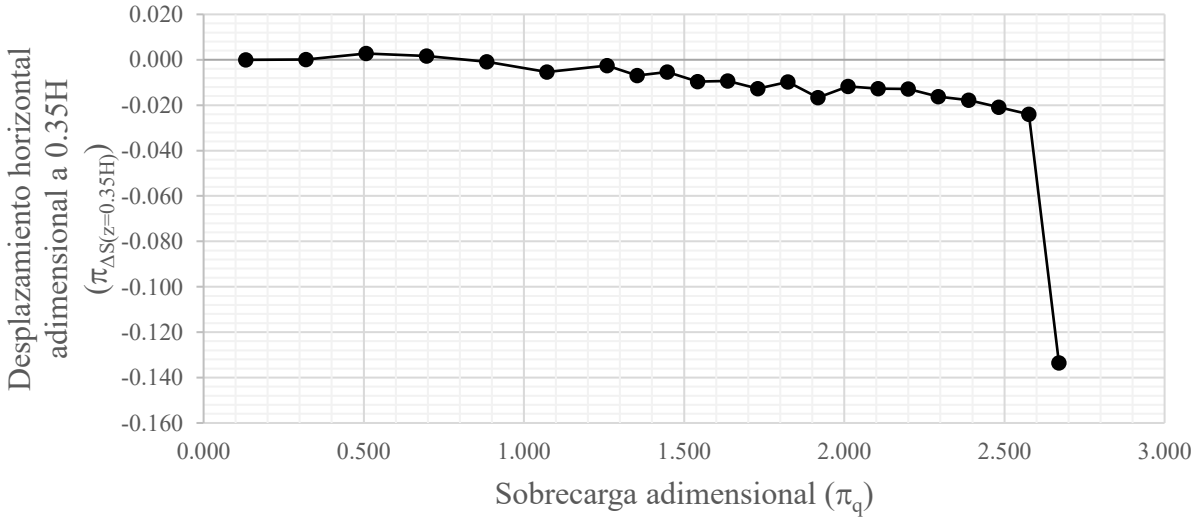
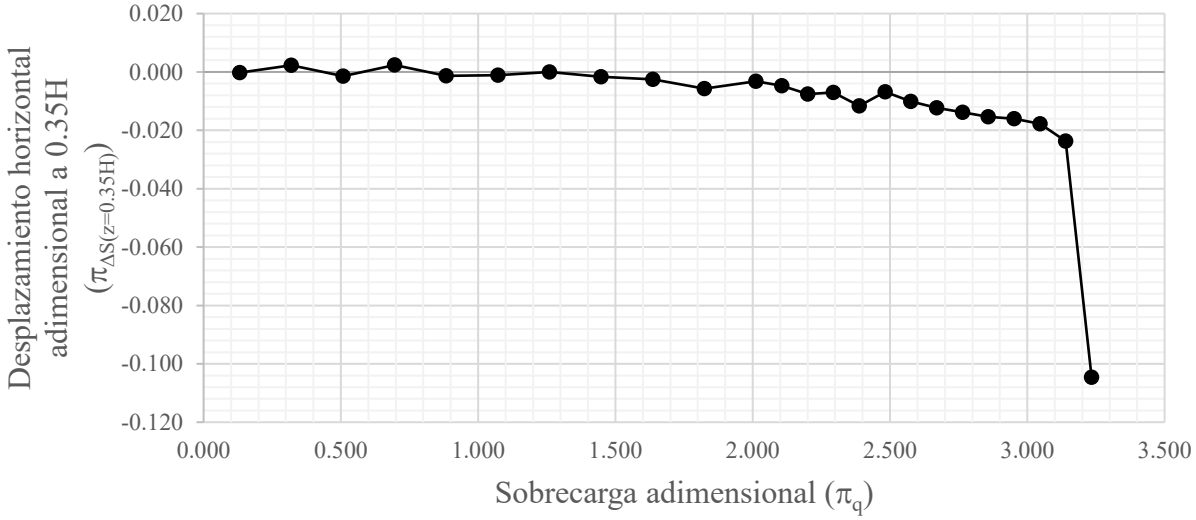


Figura 195

Curva carga –desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo III en suelo granular - Segunda Corrida



4.3.3.4. Muro Tipo IV: configuración con puntera y talón

Figura 196

Curva carga – desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo IV en suelo granular - Primera Corrida

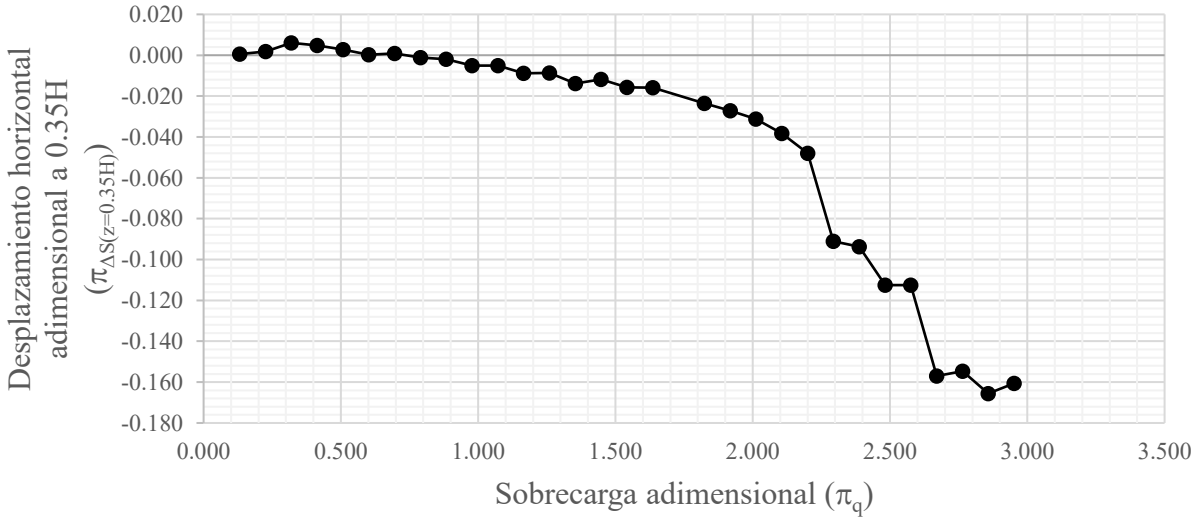
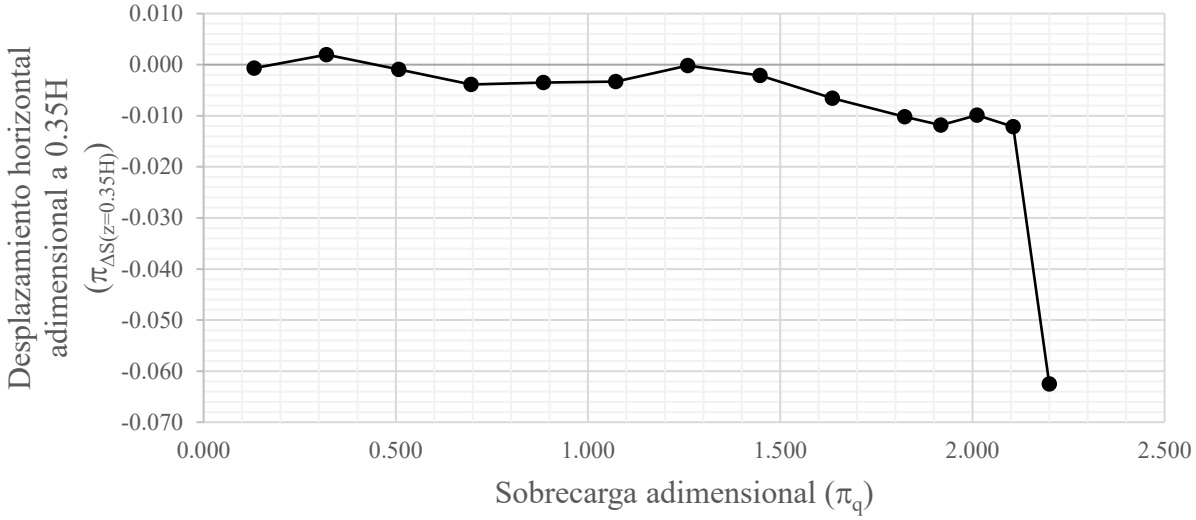


Figura 197

Curva carga –desplazamiento en 0.35H para Muro Tipo IV en suelo granular - Segunda Corrida



4.3.4. Curvas carga – asentamiento vertical

El procedimiento de análisis e interpretación de las gráficas correspondientes a asentamiento vertical para suelo granular es análogo al descrito previamente para el suelo cohesivo; por ello, a fin de evitar redundancias, se mantiene el mismo criterio metodológico, variando únicamente el tipo de suelo considerado. Las particularidades observadas en el comportamiento del suelo granular se analizan directamente a partir de los resultados obtenidos.

4.3.4.1. Muro Tipo I: configuración sin puntera ni talón

Figura 198

Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo I en suelo granular - Primera Corrida

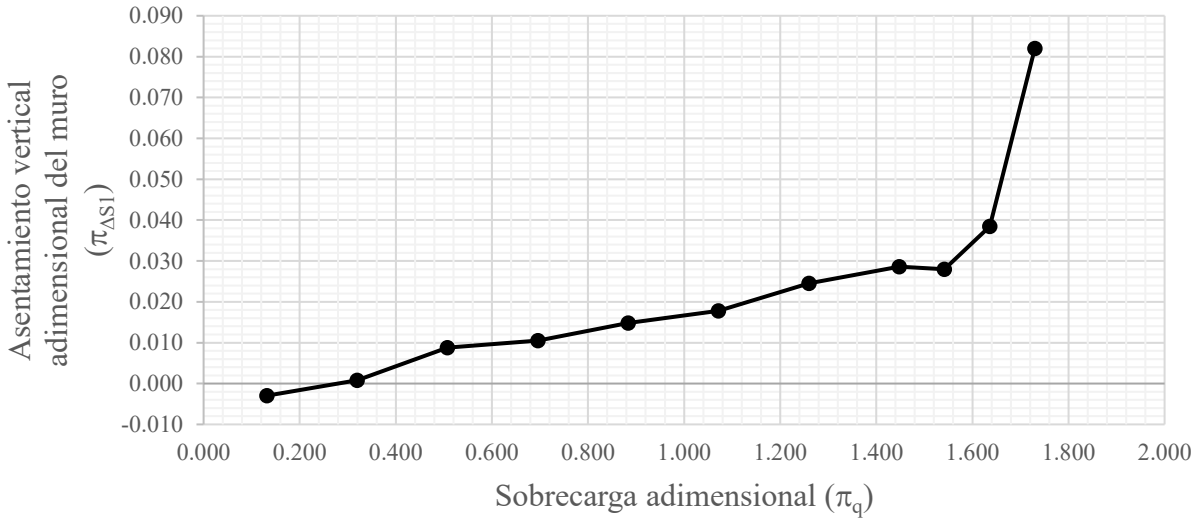
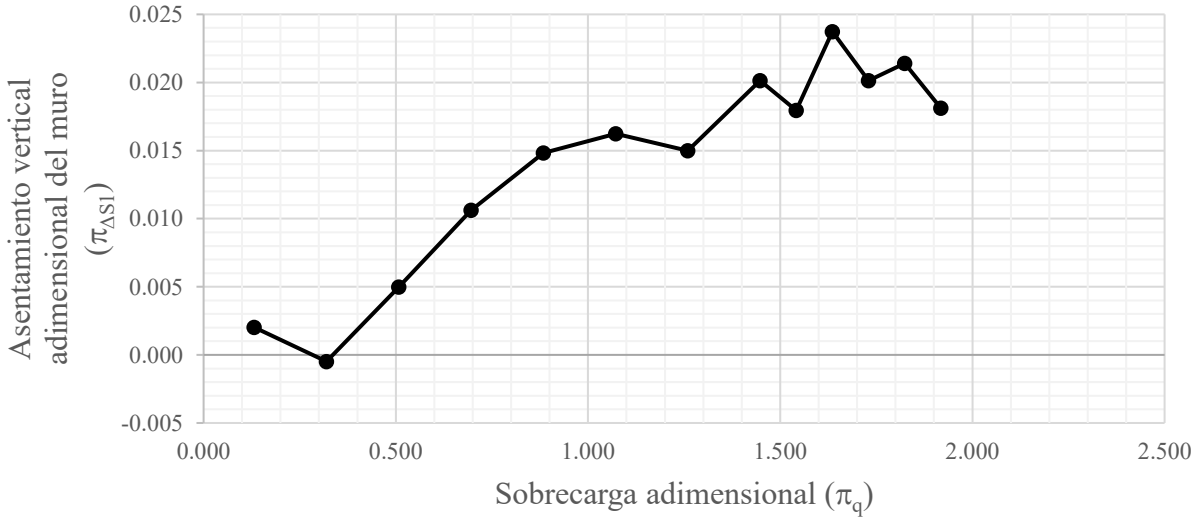


Figura 199

Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo I en suelo granular - Segunda Corrida



4.3.4.2. Muro Tipo II: configuración solo puntera

Figura 200

Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo II en suelo granular - Primera Corrida

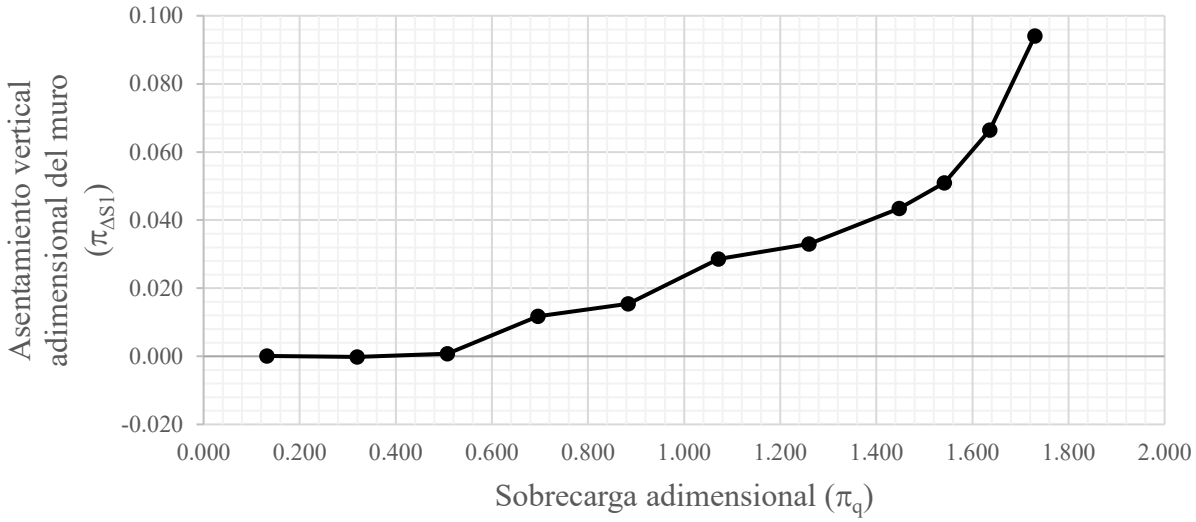
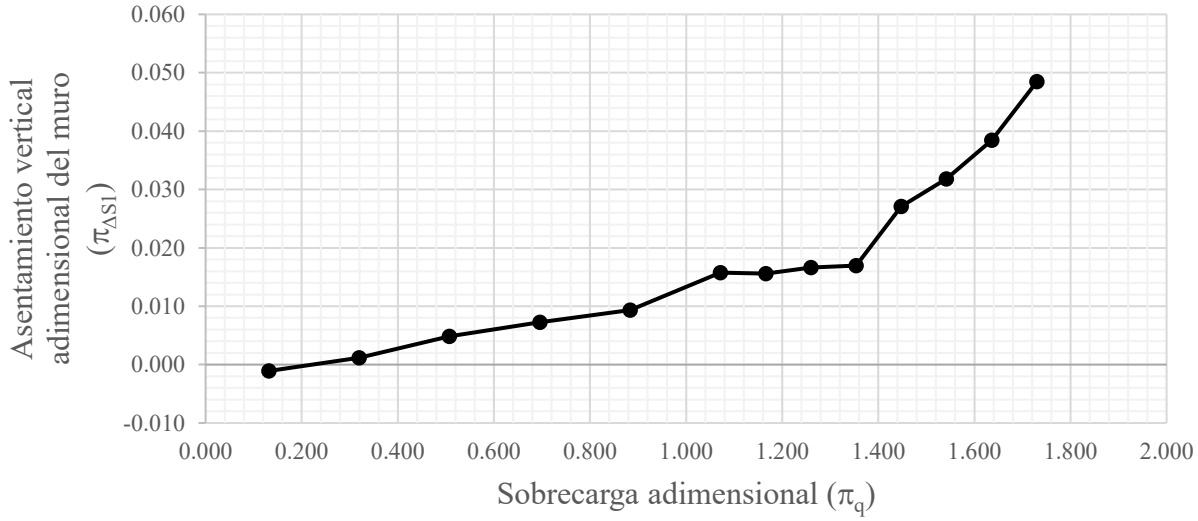


Figura 201

Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo II en suelo granular - Segunda Corrida



4.3.4.3. Muro Tipo III: configuración solo talón

Figura 202

Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo III en suelo granular - Primera Corrida

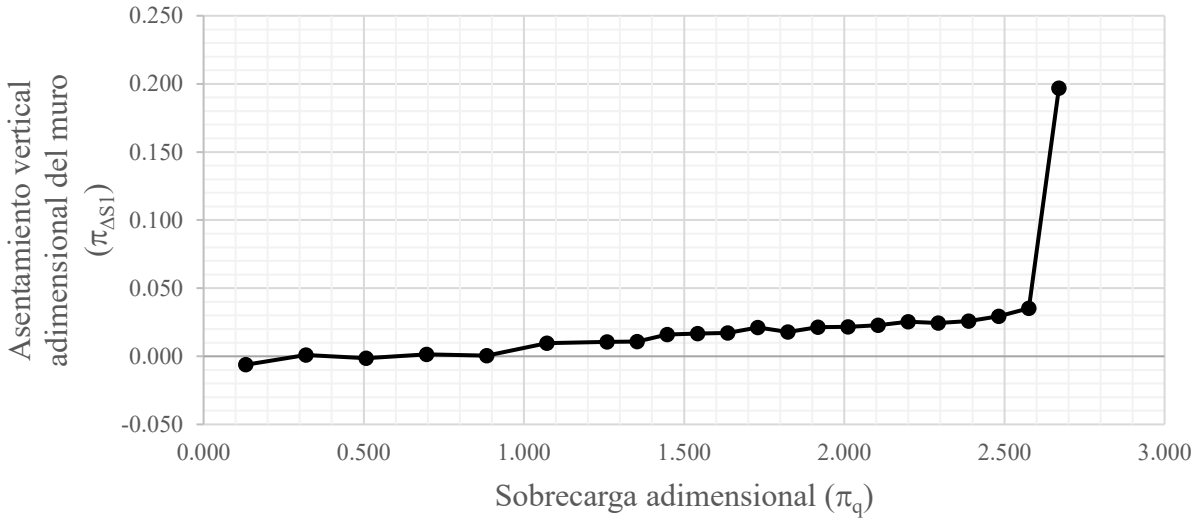
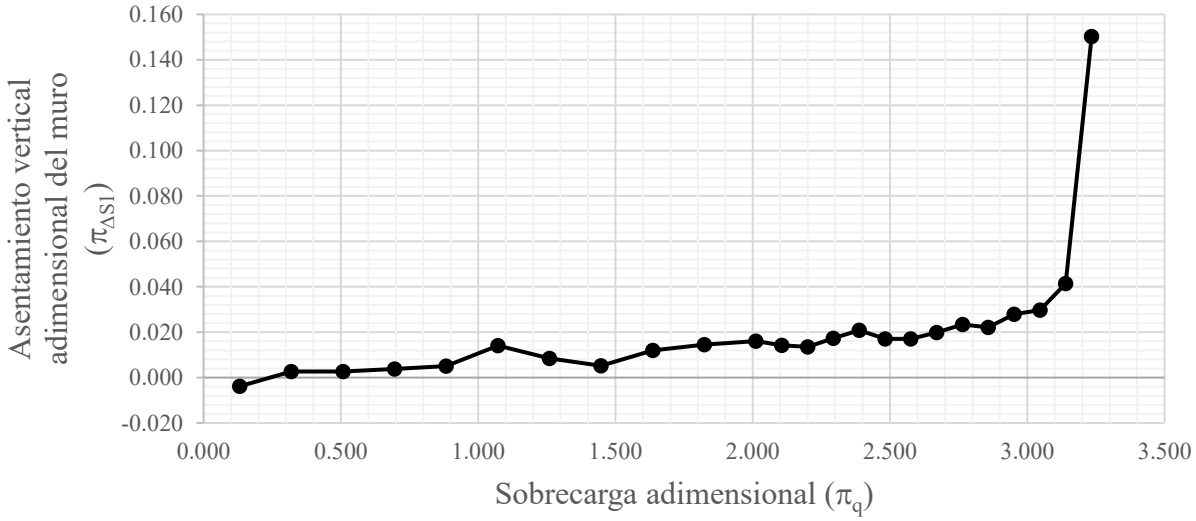


Figura 203

Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo III en suelo granular - Segunda Corrida



4.3.4.4. Muro Tipo IV: configuración con puntera y talón

Figura 204

Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo IV en suelo granular - Primera Corrida

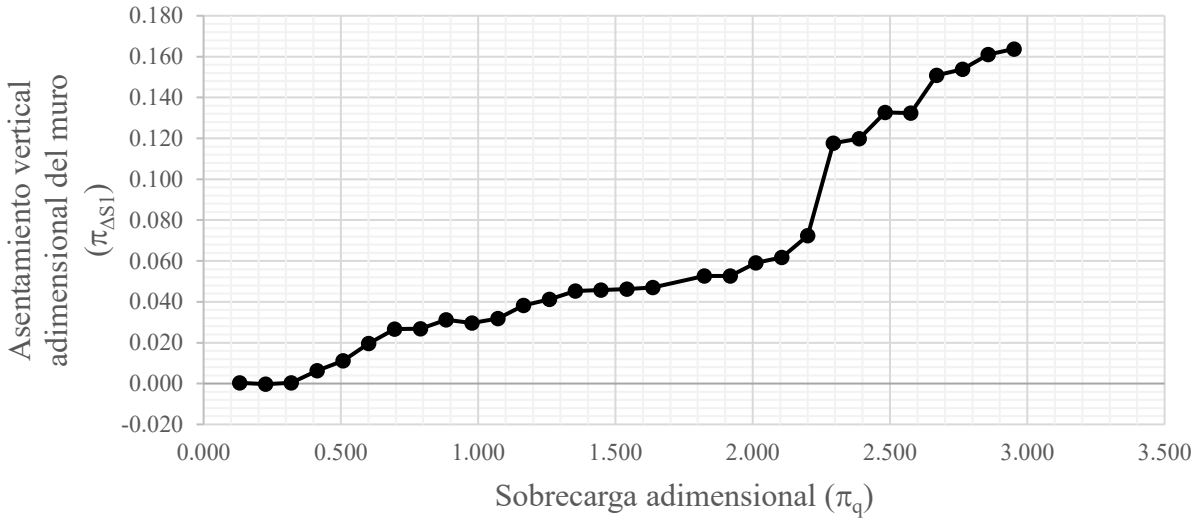
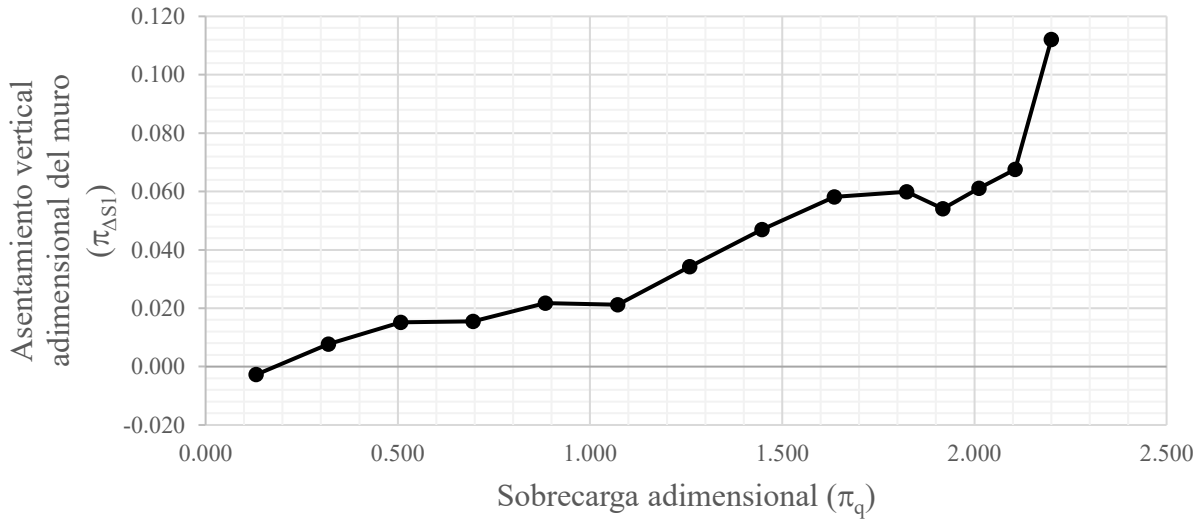


Figura 205

Curva carga – asentamiento vertical para Muro Tipo IV en suelo granular - Segunda Corrida



4.3.5. Curvas carga – rotación del muro

El procedimiento de análisis e interpretación de las gráficas correspondientes a rotación del muro para suelo granular es análogo al descrito previamente para el suelo cohesivo; por ello, a fin de evitar redundancias, se mantiene el mismo criterio metodológico, variando únicamente el tipo de suelo considerado. Las particularidades observadas en el comportamiento del suelo granular se analizan directamente a partir de los resultados obtenidos.

4.3.5.1. Muro Tipo I: configuración sin puntera ni talón

Figura 206

Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo I en suelo granular - Primera Corrida

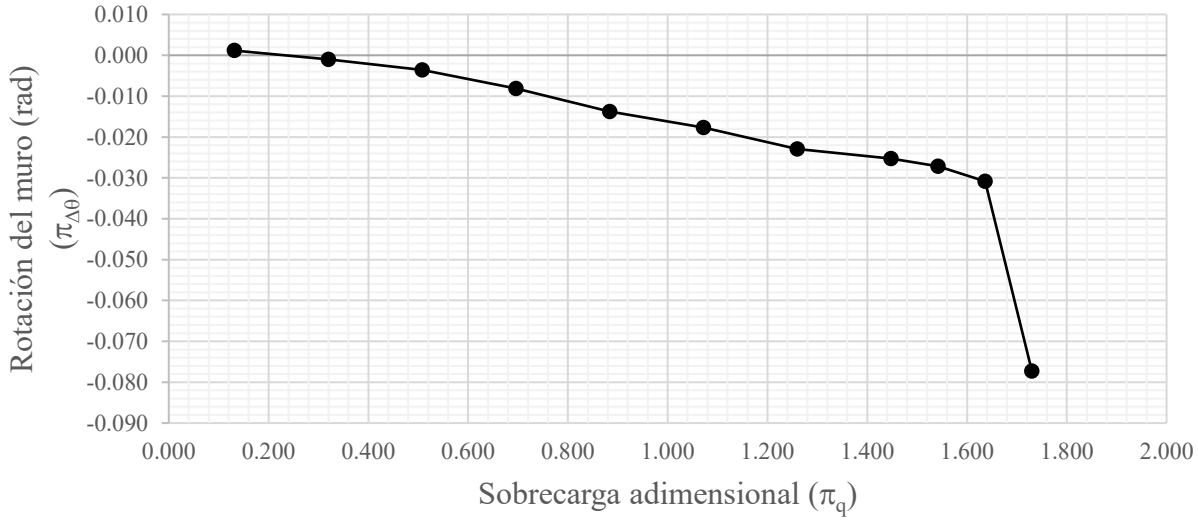
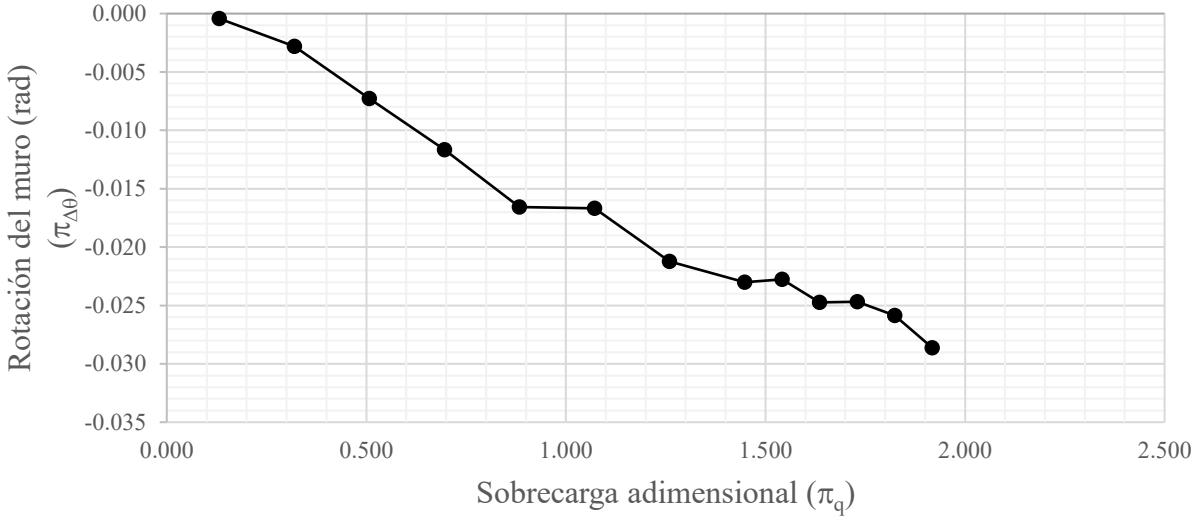


Figura 207

Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo I en suelo granular – Segunda Corrida



4.3.5.2. Muro Tipo II: configuración solo puntera

Figura 208

Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo II en suelo granular - Primera Corrida

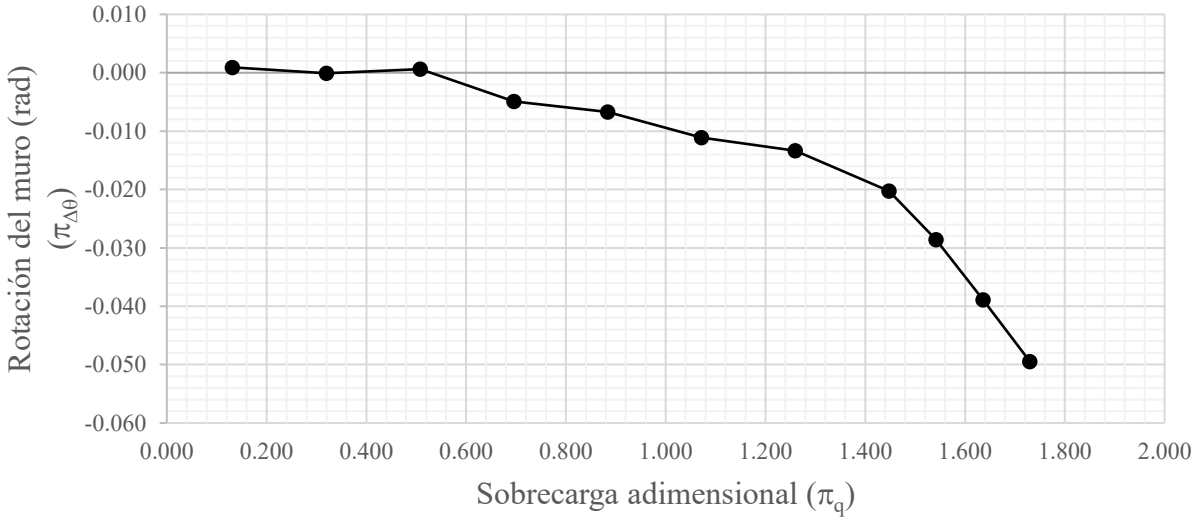
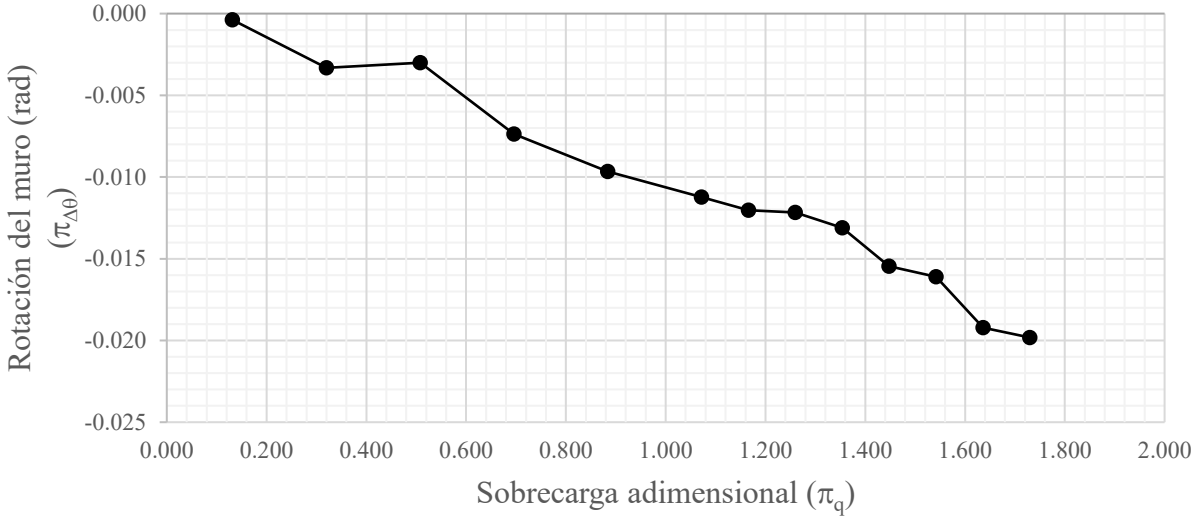


Figura 209

Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo II en suelo granular - Segunda Corrida



4.3.5.3. Muro Tipo III: configuración solo talón

Figura 210

Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo III en suelo granular - Primera Corrida

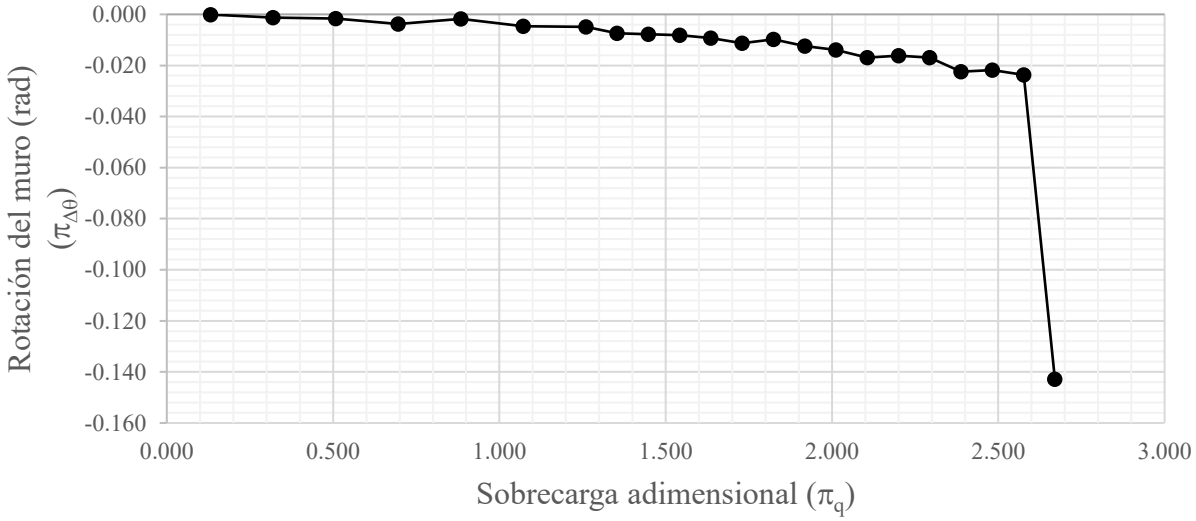
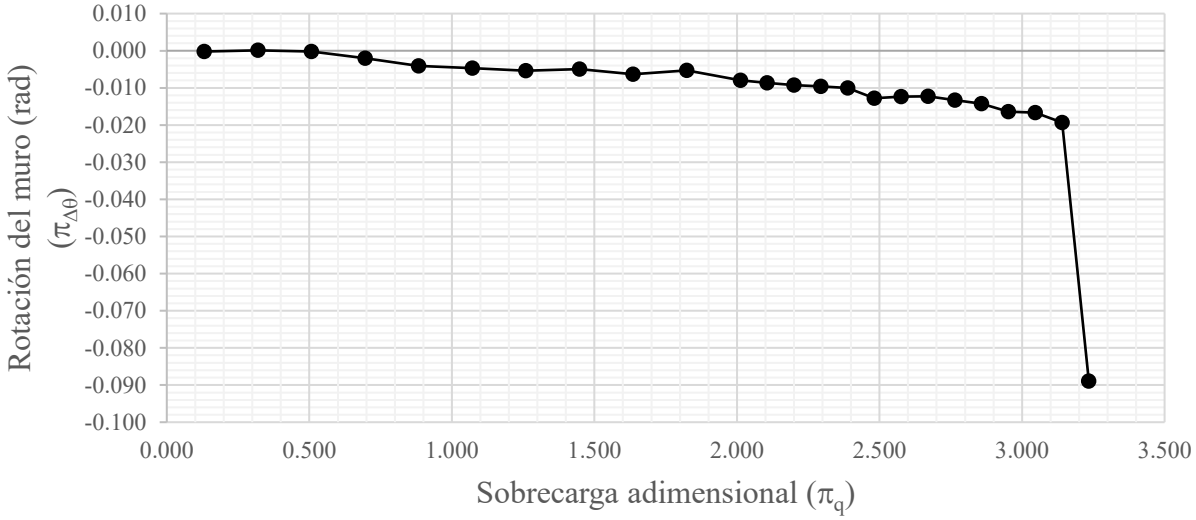


Figura 211

Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo III en suelo granular - Segunda Corrida



4.3.5.4. Muro Tipo IV: configuración con puntera y talón

Figura 212

Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo IV en suelo granular - Primera Corrida

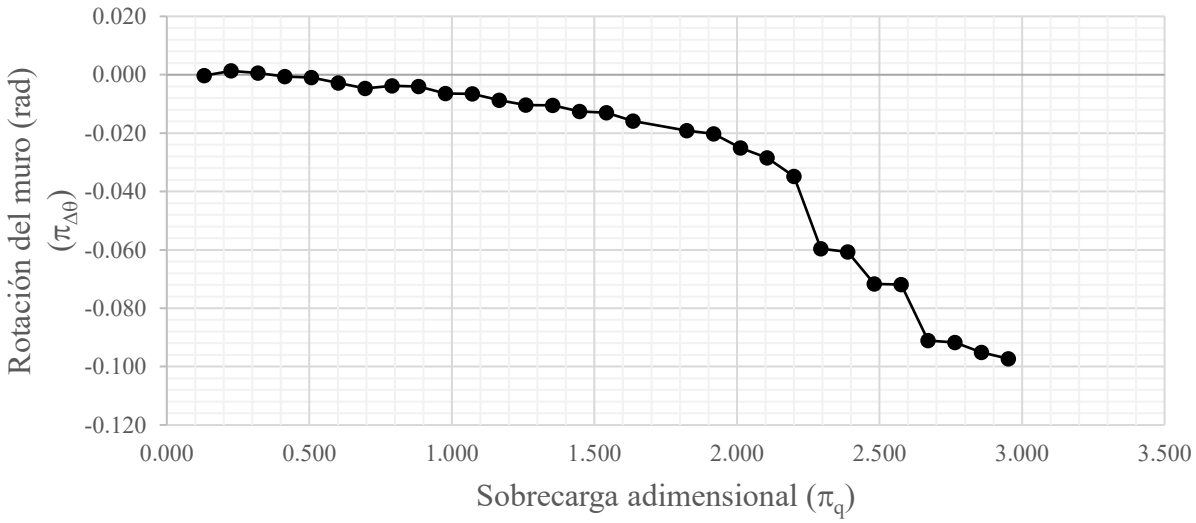
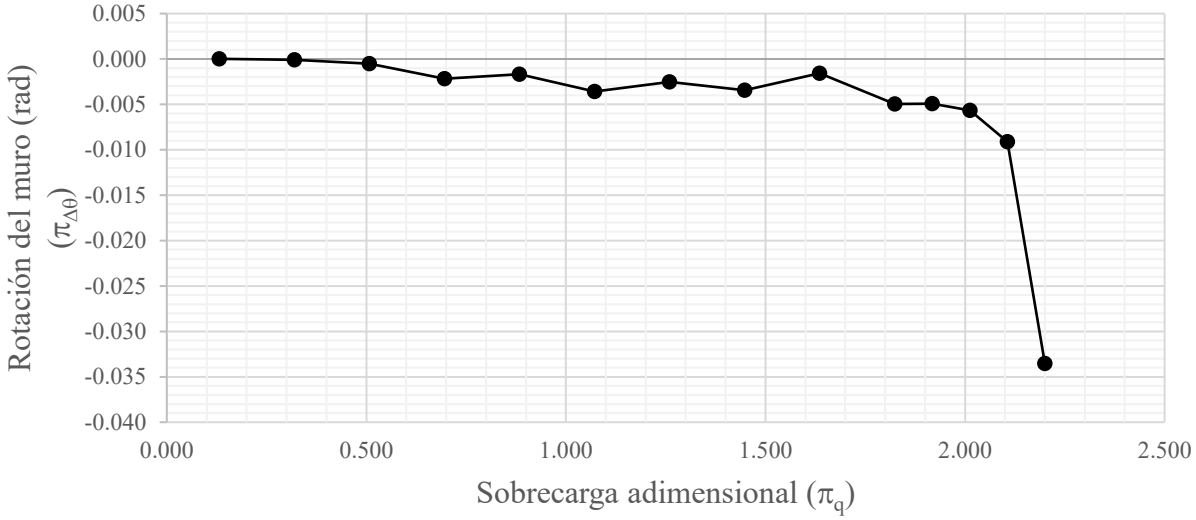


Figura 213

Curva carga – rotación del muro para Muro Tipo IV en suelo granular - Segunda Corrida



4.3.6. Determinación de la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$)

El procedimiento de análisis e interpretación para la determinación de la sobrecarga adimensional para suelo granular es análogo al descrito previamente para el suelo cohesivo; por ello, a fin de evitar redundancias, se mantiene el mismo criterio metodológico, variando únicamente el tipo de suelo considerado. Las particularidades observadas en el comportamiento del suelo granular se analizan directamente a partir de los resultados obtenidos.

4.3.6.1. Muro Tipo I: configuración sin puntera ni talón

Tabla 98

Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) del muro Tipo I en suelo granular – Primera Corrida

Tramo	π_q				$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$				k	ki (Prom. Primeros 3)	|k/ki|
	Inicial	Final	$\Delta\pi_q$	π_q prom	Inicial	Final	$\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$ (prom.)	$\lvert\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}/\Delta\pi_q\rvert$		
1	0.132	0.320	0.188	0.226	0.000	0.002	0.002	0.001	0.011	0.018	0.631
2	0.320	0.508	0.188	0.414	0.002	-0.003	-0.005	0.000	0.026		1.416
3	0.508	0.696	0.188	0.602	-0.003	-0.006	-0.003	-0.004	0.017		0.953
4	0.696	0.884	0.188	0.790	-0.006	-0.011	-0.005	-0.008	0.026		1.452
5	0.884	1.072	0.188	0.978	-0.011	-0.018	-0.007	-0.014	0.039		2.157
6	1.072	1.260	0.188	1.166	-0.018	-0.026	-0.008	-0.022	0.041		2.253
7	1.260	1.448	0.188	1.354	-0.026	-0.030	-0.004	-0.028	0.023		1.245
8	1.448	1.542	0.094	1.495	-0.030	-0.033	-0.003	-0.032	0.034		1.889
9	1.542	1.636	0.094	1.589	-0.033	-0.039	-0.006	-0.036	0.059		3.238
10	1.636	1.730	0.094	1.683	-0.039	-0.087	-0.048	-0.063	0.514		28.283

Nota. En esta corrida experimental la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) fue 1.636, al representar el inicio del tramo con una pendiente de $28.283k_i$, siendo el primer tramo cuya pendiente superó el valor de $6k_i$, representando la inestabilidad del muro.

Tabla 99

Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) del muro Tipo I en suelo granular – Segunda Corrida

Tramo	π_q				$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$				k	ki (Prom. Primeros 3)	|k/ki|
	Inicial	Final	$\Delta\pi_q$	π_q prom	Inicial	Final	$\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$ (prom.)	$\lvert\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}/\Delta\pi_q\rvert$		
1	0.132	0.320	0.188	0.226	-0.001	0.000	0.001	-0.001	0.004	0.019	0.237
2	0.320	0.508	0.188	0.414	0.000	-0.004	-0.004	-0.002	0.019		1.000
3	0.508	0.696	0.188	0.602	-0.004	-0.010	-0.006	-0.007	0.033		1.763
4	0.696	0.884	0.188	0.790	-0.010	-0.017	-0.007	-0.014	0.039		2.093
5	0.884	1.072	0.188	0.978	-0.017	-0.021	-0.004	-0.019	0.019		1.025
6	1.072	1.260	0.188	1.166	-0.021	-0.025	-0.004	-0.023	0.021		1.138
7	1.260	1.448	0.188	1.354	-0.025	-0.030	-0.005	-0.027	0.027		1.428
8	1.448	1.542	0.094	1.495	-0.030	-0.029	0.001	-0.029	0.013		0.708
9	1.542	1.636	0.094	1.589	-0.029	-0.034	-0.005	-0.031	0.056		2.968
10	1.636	1.730	0.094	1.683	-0.034	-0.036	-0.002	-0.035	0.024		1.291
11	1.730	1.824	0.094	1.777	-0.036	-0.038	-0.002	-0.037	0.019		0.992
12	1.824	1.918	0.094	1.871	-0.038	-0.045	-0.007	-0.041	0.076		4.049

Nota. En esta corrida experimental la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) fue 1.824, pues representa de mejor manera el inicio de la inestabilidad del muro ensayado teniendo una pendiente de $4.049k_i$, en este caso la pendiente no superó $6k_i$

4.3.6.2. Muro Tipo II: configuración solo puntera

Tabla 100

Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) del muro Tipo II en suelo granular – Primera Corrida

Tramo	π_q				$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$				k	ki (Prom. Primeros 3)	|k/ki|
	Inicial	Final	$\Delta\pi_q$	π_q prom	Inicial	Final	$\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$ (prom.)	$\lvert\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}/\Delta\pi_q\rvert$		
1	0.132	0.320	0.188	0.226	-0.001	0.001	0.003	0.000	0.013	0.019	0.706
2	0.320	0.508	0.188	0.414	0.001	-0.001	-0.003	0.000	0.014		0.732
3	0.508	0.696	0.188	0.602	-0.001	-0.007	-0.006	-0.004	0.030		1.562
4	0.696	0.884	0.188	0.790	-0.007	-0.013	-0.006	-0.010	0.034		1.785
5	0.884	1.072	0.188	0.978	-0.013	-0.019	-0.006	-0.016	0.030		1.578
6	1.072	1.260	0.188	1.166	-0.019	-0.031	-0.012	-0.025	0.063		3.331
7	1.260	1.448	0.188	1.354	-0.031	-0.054	-0.023	-0.043	0.124		6.504
8	1.448	1.542	0.094	1.495	-0.054	-0.077	-0.022	-0.065	0.239		12.558
9	1.542	1.636	0.094	1.589	-0.077	-0.102	-0.025	-0.089	0.270		14.222
10	1.636	1.730	0.094	1.683	-0.102	-0.135	-0.033	-0.118	0.350		18.379

Nota. En esta corrida experimental la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) fue 1.260 al representar el inicio del tramo con una pendiente de $6.504k_i$, siendo el primer tramo cuya pendiente superó el valor de $6k_i$, representando la inestabilidad del muro.

Tabla 101

Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) del muro Tipo II en suelo granular – Segunda Corrida

Tramo	π_q				$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$				k	ki (Prom. Primeros 3)	|k/ki|
	Inicial	Final	$\Delta\pi_q$	π_q prom	Inicial	Final	$\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$ (prom.)	$\lvert\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}/\Delta\pi_q\rvert$		
1	0.132	0.320	0.188	0.226	0.000	0.004	0.003	0.002	0.018	0.024	0.769
2	0.320	0.508	0.188	0.414	0.004	-0.005	-0.009	-0.001	0.049		2.050
3	0.508	0.696	0.188	0.602	-0.005	-0.006	-0.001	-0.006	0.004		0.181
4	0.696	0.884	0.188	0.790	-0.006	-0.017	-0.011	-0.012	0.058		2.449
5	0.884	1.072	0.188	0.978	-0.017	-0.014	0.003	-0.015	0.018		0.752
6	1.072	1.166	0.094	1.119	-0.014	-0.029	-0.015	-0.021	0.161		6.761
7	1.166	1.260	0.094	1.213	-0.029	-0.021	0.008	-0.025	0.087		3.652
8	1.260	1.354	0.094	1.307	-0.021	-0.036	-0.016	-0.029	0.166		7.005
9	1.354	1.448	0.094	1.401	-0.036	-0.030	0.006	-0.033	0.065		2.741
10	1.448	1.542	0.094	1.495	-0.030	-0.042	-0.012	-0.036	0.127		5.337
11	1.542	1.636	0.094	1.589	-0.042	-0.048	-0.006	-0.045	0.059		2.476
12	1.636	1.730	0.094	1.683	-0.048	-0.053	-0.005	-0.050	0.057		2.395

Nota. En esta corrida experimental la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) fue 1.072, al representar el inicio del tramo con una pendiente de $6.761k_i$, siendo el primer tramo cuya pendiente superó el valor de $6k_i$, representando la inestabilidad del muro.

4.3.6.3. Muro Tipo III: configuración solo talón

Tabla 102

Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) del muro Tipo III en suelo granular – Primera Corrida

Tramo	π_q				$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$				k	ki (Prom. Primeros 3)	|k/ki|
	Inicial	Final	$\Delta\pi_q$	π_q prom	Inicial	Final	$\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$ (prom.)	$\lvert\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}/\Delta\pi_q\rvert$		
1	0.132	0.320	0.188	0.226	0.002	0.002	0.000	0.002	0.000	0.010	0.011
2	0.320	0.508	0.188	0.414	0.002	0.004	0.002	0.003	0.013		1.295
3	0.508	0.696	0.188	0.602	0.004	0.001	-0.003	0.003	0.017		1.693
4	0.696	0.884	0.188	0.790	0.001	-0.005	-0.006	-0.002	0.033		3.295
5	0.884	1.072	0.188	0.978	-0.005	-0.006	-0.001	-0.006	0.004		0.443
6	1.072	1.260	0.188	1.166	-0.006	-0.007	-0.001	-0.006	0.003		0.307
7	1.260	1.354	0.094	1.307	-0.007	-0.008	-0.001	-0.007	0.013		1.250
8	1.354	1.448	0.094	1.401	-0.008	-0.007	0.001	-0.007	0.011		1.068
9	1.448	1.542	0.094	1.495	-0.007	-0.010	-0.004	-0.009	0.038		3.795
10	1.542	1.636	0.094	1.589	-0.010	-0.014	-0.004	-0.012	0.038		3.705
11	1.636	1.730	0.094	1.683	-0.014	-0.016	-0.002	-0.015	0.023		2.295
12	1.730	1.824	0.094	1.777	-0.016	-0.016	0.001	-0.016	0.006		0.614
13	1.824	1.918	0.094	1.871	-0.016	-0.018	-0.002	-0.017	0.021		2.068
14	1.918	2.012	0.094	1.965	-0.018	-0.019	-0.001	-0.018	0.011		1.068
15	2.012	2.106	0.094	2.059	-0.019	-0.019	-0.001	-0.019	0.008		0.818
16	2.106	2.200	0.094	2.153	-0.019	-0.019	0.000	-0.019	0.001		0.091
17	2.200	2.294	0.094	2.247	-0.019	-0.023	-0.004	-0.021	0.045		4.432
18	2.294	2.388	0.094	2.341	-0.023	-0.025	-0.002	-0.024	0.016		1.591
19	2.388	2.482	0.094	2.435	-0.025	-0.029	-0.004	-0.027	0.041		4.000
20	2.482	2.576	0.094	2.529	-0.029	-0.036	-0.007	-0.032	0.076		7.477
21	2.576	2.670	0.094	2.623	-0.036	-0.189	-0.154	-0.113	1.633		161.250

Nota. En esta corrida experimental se seleccionó como sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) el valor de 2.576 pues representa de mejor manera el inicio de la inestabilidad del muro ensayado teniendo una pendiente del orden de $161.250k_i$; a diferencia de los tramos anteriores donde ya se había superado la pendiente de $6k_i$.

Tabla 103

Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) del muro Tipo III en suelo granular – Segunda Corrida

Tramo	π_q				$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$				k	ki (Prom. Primeros 3)	|k/ki|
	Inicial	Final	$\Delta\pi_q$	π_q prom	Inicial	Final	$\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$ (prom.)	$\lvert\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}/\Delta\pi_q\rvert$		
1	0.132	0.320	0.188	0.226	-0.001	0.003	0.004	0.001	0.023	0.027	0.867
2	0.320	0.508	0.188	0.414	0.003	-0.003	-0.006	0.000	0.033		1.242
3	0.508	0.696	0.188	0.602	-0.003	0.002	0.004	-0.001	0.024		0.891
4	0.696	0.884	0.188	0.790	0.002	-0.003	-0.005	-0.001	0.024		0.919
5	0.884	1.072	0.188	0.978	-0.003	-0.005	-0.002	-0.004	0.012		0.465
6	1.072	1.260	0.188	1.166	-0.005	-0.001	0.004	-0.003	0.022		0.812
7	1.260	1.448	0.188	1.354	-0.001	-0.005	-0.004	-0.003	0.021		0.792
8	1.448	1.636	0.188	1.542	-0.005	-0.010	-0.005	-0.008	0.026		0.984
9	1.636	1.824	0.188	1.730	-0.010	-0.012	-0.001	-0.011	0.008		0.293
10	1.824	2.012	0.188	1.918	-0.012	-0.008	0.004	-0.010	0.021		0.807
11	2.012	2.106	0.094	2.059	-0.008	-0.011	-0.003	-0.009	0.034		1.287
12	2.106	2.200	0.094	2.153	-0.011	-0.011	0.000	-0.011	0.001		0.044
13	2.200	2.294	0.094	2.247	-0.011	-0.014	-0.003	-0.012	0.032		1.213
14	2.294	2.388	0.094	2.341	-0.014	-0.016	-0.002	-0.015	0.020		0.754
15	2.388	2.482	0.094	2.435	-0.016	-0.011	0.005	-0.013	0.053		1.991
16	2.482	2.576	0.094	2.529	-0.011	-0.011	0.000	-0.011	0.000		0.001
17	2.576	2.670	0.094	2.623	-0.011	-0.012	-0.001	-0.011	0.007		0.258

Tramo	π_q				$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$				k	ki (Prom. Primeros 3)	|k/ki|
	Inicial	Final	$\Delta\pi_q$	π_q prom	Inicial	Final	$\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$ (prom.)	$\lvert\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}/\Delta\pi_q\rvert$		
18	2.670	2.764	0.094	2.717	-0.012	-0.017	-0.005	-0.014	0.055		2.052
19	2.764	2.858	0.094	2.811	-0.017	-0.021	-0.004	-0.019	0.044		1.640
20	2.858	2.952	0.094	2.905	-0.021	-0.021	-0.001	-0.021	0.007		0.258
21	2.952	3.046	0.094	2.999	-0.021	-0.020	0.001	-0.021	0.015		0.582
22	3.046	3.140	0.094	3.093	-0.020	-0.028	-0.008	-0.024	0.087		3.268
23	3.140	3.234	0.094	3.187	-0.028	-0.139	-0.111	-0.084	1.181		44.431

Nota. En esta corrida experimental la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) fue 3.140, al representar el inicio del tramo con una pendiente de $44.431k_i$, siendo el primer tramo cuya pendiente superó el valor de $6k_i$, representando la inestabilidad del muro.

4.3.6.4. Muro Tipo IV: configuración con puntera y talón

Tabla 104

Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) del muro Tipo IV en suelo granular – Primera Corrida

Tramo	π_q				$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$				k	ki (Prom. Primeros 3)	|k/ki|
	Inicial	Final	$\Delta\pi_q$	π_q prom	Inicial	Final	$\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$ (prom.)	$\lvert\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}/\Delta\pi_q\rvert$		
1	0.132	0.226	0.094	0.179	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.002	0.915
2	0.226	0.320	0.094	0.273	0.000	0.001	0.000	0.000	0.004		1.831
3	0.320	0.414	0.094	0.367	0.001	0.001	0.000	0.001	0.001		0.254
4	0.414	0.508	0.094	0.461	0.001	0.000	0.000	0.000	0.002		0.864
5	0.508	0.602	0.094	0.555	0.000	0.000	-0.001	0.000	0.007		3.153
6	0.602	0.696	0.094	0.649	0.000	0.001	0.001	0.000	0.010		4.373
7	0.696	0.790	0.094	0.743	0.001	-0.001	-0.002	0.000	0.022		9.915

Tramo	π_q				$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$				k	ki (Prom. Primeros 3)	
	Inicial	Final	$\Delta\pi_q$	π_q prom	Inicial	Final	$\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$ (prom.)	$\lvert\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}/\Delta\pi_q\rvert$		|k/ki|
8	0.790	0.884	0.094	0.837	-0.001	-0.004	-0.002	-0.002	0.022		10.322
9	0.884	0.978	0.094	0.931	-0.004	-0.004	-0.001	-0.004	0.006		2.898
10	0.978	1.072	0.094	1.025	-0.004	-0.007	-0.003	-0.006	0.030		13.678
11	1.072	1.166	0.094	1.119	-0.007	-0.006	0.001	-0.006	0.014		6.407
12	1.166	1.260	0.094	1.213	-0.006	-0.009	-0.004	-0.008	0.041		18.763
13	1.260	1.354	0.094	1.307	-0.009	-0.010	-0.001	-0.010	0.011		4.983
14	1.354	1.448	0.094	1.401	-0.010	-0.007	0.004	-0.009	0.039		17.746
15	1.448	1.542	0.094	1.495	-0.007	-0.011	-0.004	-0.009	0.042		19.169
16	1.542	1.636	0.094	1.589	-0.011	-0.012	-0.001	-0.011	0.009		3.966
17	1.636	1.824	0.188	1.730	-0.012	-0.016	-0.005	-0.014	0.024		11.237
18	1.824	1.918	0.094	1.871	-0.016	-0.018	-0.002	-0.017	0.017		7.831
19	1.918	2.012	0.094	1.965	-0.018	-0.024	-0.006	-0.021	0.067		30.864
20	2.012	2.106	0.094	2.059	-0.024	-0.033	-0.009	-0.029	0.097		44.695
21	2.106	2.200	0.094	2.153	-0.033	-0.040	-0.007	-0.037	0.075		34.271
22	2.200	2.294	0.094	2.247	-0.040	-0.074	-0.034	-0.057	0.361		165.712
23	2.294	2.388	0.094	2.341	-0.074	-0.075	-0.001	-0.075	0.013		5.797
24	2.388	2.482	0.094	2.435	-0.075	-0.091	-0.016	-0.083	0.167		76.729
25	2.482	2.576	0.094	2.529	-0.091	-0.086	0.005	-0.088	0.057		26.034
26	2.576	2.670	0.094	2.623	-0.086	-0.124	-0.038	-0.105	0.403		184.932
27	2.670	2.764	0.094	2.717	-0.124	-0.123	0.001	-0.123	0.010		4.373
28	2.764	2.858	0.094	2.811	-0.123	-0.131	-0.008	-0.127	0.082		37.831
29	2.858	2.952	0.094	2.905	-0.131	-0.131	0.000	-0.131	0.002		0.966

Nota. En esta corrida experimental se seleccionó como sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) el valor de 2.200 pues representa de mejor manera el inicio de la inestabilidad del muro ensayado teniendo una pendiente del orden de $165.712k_i$; a diferencia de los tramos anteriores donde ya se había superado la pendiente de $6k_i$.

Tabla 105

Cálculo de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) del muro Tipo IV en suelo granular – Segunda Corrida

Tramo	π_q				$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$				k	ki (Prom. Primeros 3)	|k/ki|
	Inicial	Final	$\Delta\pi_q$	π_q prom	Inicial	Final	$\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$ (prom.)	$\lvert\Delta\pi_{\Delta S(z=0.75H)}/\Delta\pi_q\rvert$		
1	0.132	0.320	0.188	0.226	0.001	0.000	-0.001	0.000	0.004	0.003	1.269
2	0.320	0.508	0.188	0.414	0.000	-0.001	-0.001	0.000	0.003		0.865
3	0.508	0.696	0.188	0.602	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	0.003		0.865
4	0.696	0.884	0.188	0.790	-0.001	-0.002	-0.001	-0.002	0.004		1.334
5	0.884	1.072	0.188	0.978	-0.002	-0.003	-0.001	-0.003	0.007		2.005
6	1.072	1.260	0.188	1.166	-0.003	-0.005	-0.002	-0.004	0.010		2.978
7	1.260	1.448	0.188	1.354	-0.005	-0.005	0.001	-0.005	0.003		0.858
8	1.448	1.636	0.188	1.542	-0.005	-0.006	-0.002	-0.005	0.009		2.762
9	1.636	1.824	0.188	1.730	-0.006	-0.008	-0.002	-0.007	0.011		3.339
10	1.824	1.918	0.094	1.871	-0.008	-0.011	-0.002	-0.009	0.024		7.139
11	1.918	2.012	0.094	1.965	-0.011	-0.012	-0.001	-0.011	0.013		3.808
12	2.012	2.106	0.094	2.059	-0.012	-0.013	-0.001	-0.012	0.015		4.644
13	2.106	2.200	0.094	2.153	-0.013	-0.069	-0.056	-0.041	0.598		181.529

Nota. En esta corrida experimental la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) fue 2.106, al representar el inicio del tramo con una pendiente de $181.529k_i$, siendo el primer tramo cuya pendiente superó el valor de $6k_i$, representando la inestabilidad del muro.

4.3.7. Perfiles de deformación horizontal a diferentes fracciones de la carga crítica

4.3.7.1. Muro Tipo I: configuración sin puntera ni talón

Tabla 106

Desplazamientos horizontales del muro Tipo I en suelo granular – Primera Corrida

	π_q	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$
31% de carga crítica	0.508	-0.003	-0.003
66% de carga crítica	1.072	-0.016	-0.018
100% de carga crítica	1.636	-0.034	-0.039

Figura 214

Perfiles de Deformación Horizontal del Muro Tipo I en Suelo granular – Primera Corrida

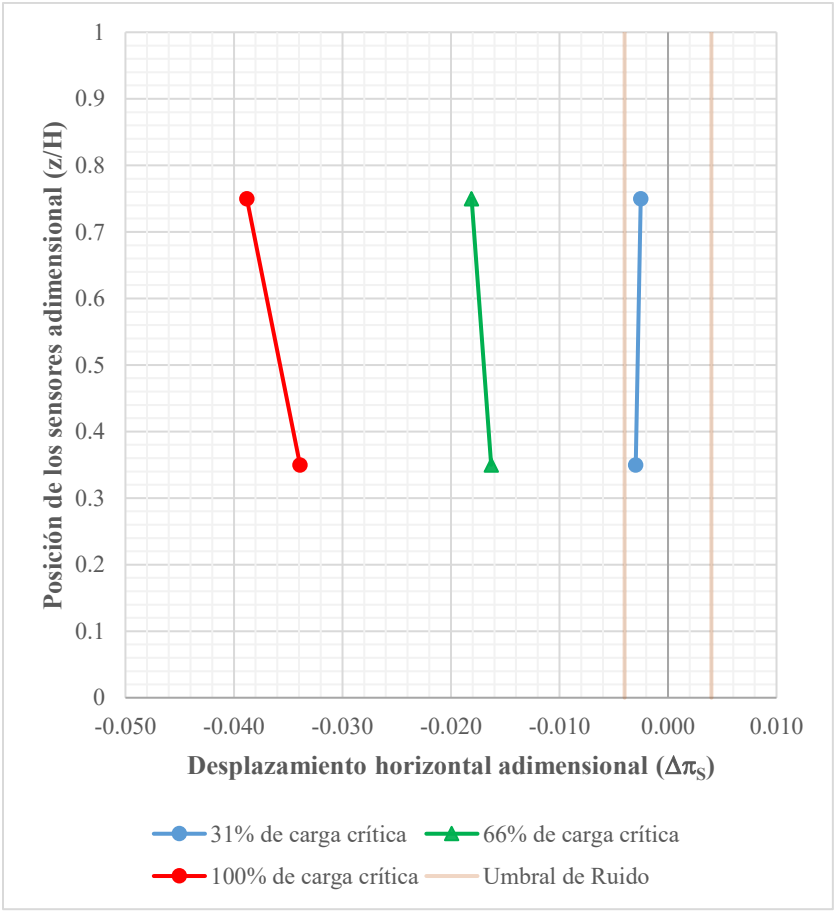


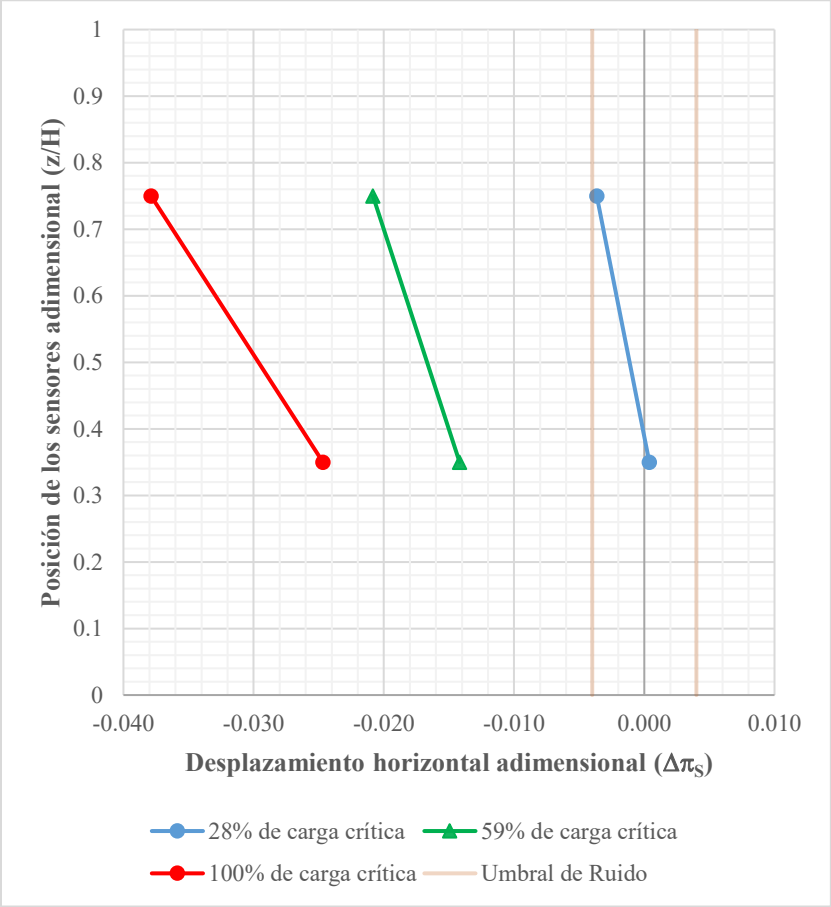
Tabla 107

Desplazamientos horizontales del muro Tipo I en suelo granular – Segunda Corrida

	π_q	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$
28% de carga crítica	0.508	0.000	-0.004
59% de carga crítica	1.072	-0.014	-0.021
100% de carga crítica	1.824	-0.025	-0.038

Figura 215

Perfiles de deformación horizontal del Muro Tipo I en Suelo granular – Segunda Corrida



4.3.7.2. Muro Tipo II: configuración solo puntera

Tabla 108

Desplazamientos horizontales del muro Tipo II en suelo granular – Primera Corrida

	π_q	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$
25% de carga crítica	0.320	-0.001	0.001
55% de carga crítica	0.696	-0.008	-0.007
100% de carga crítica	1.260	-0.027	-0.031

Figura 216

Perfiles de deformación horizontal del Muro Tipo II en Suelo granular – Primera Corrida

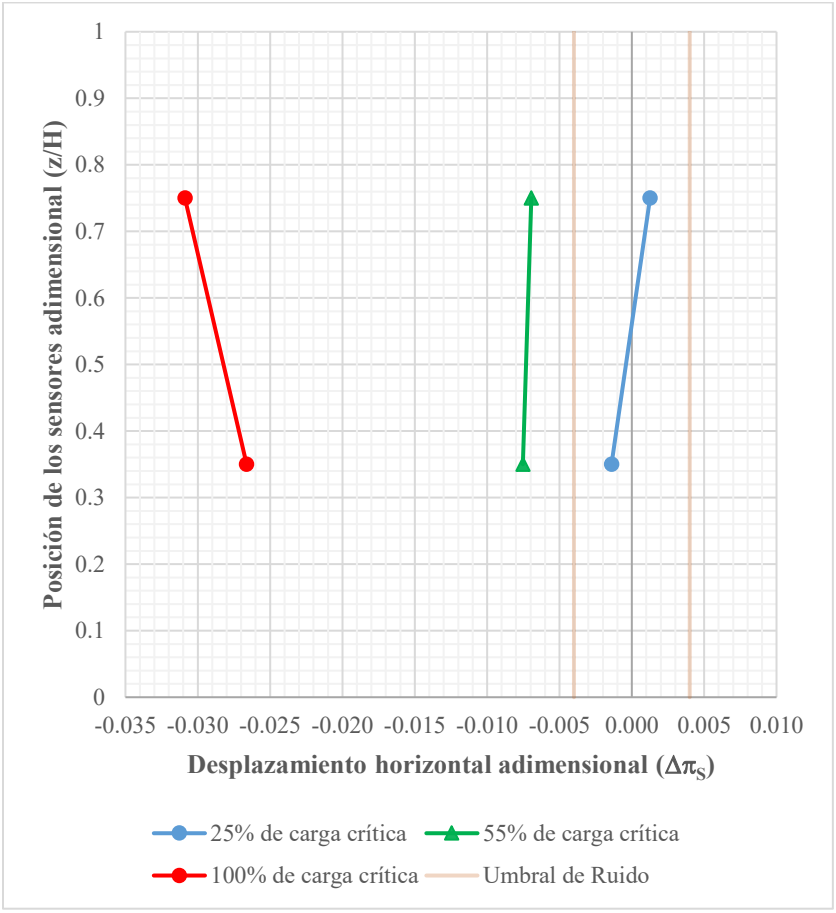


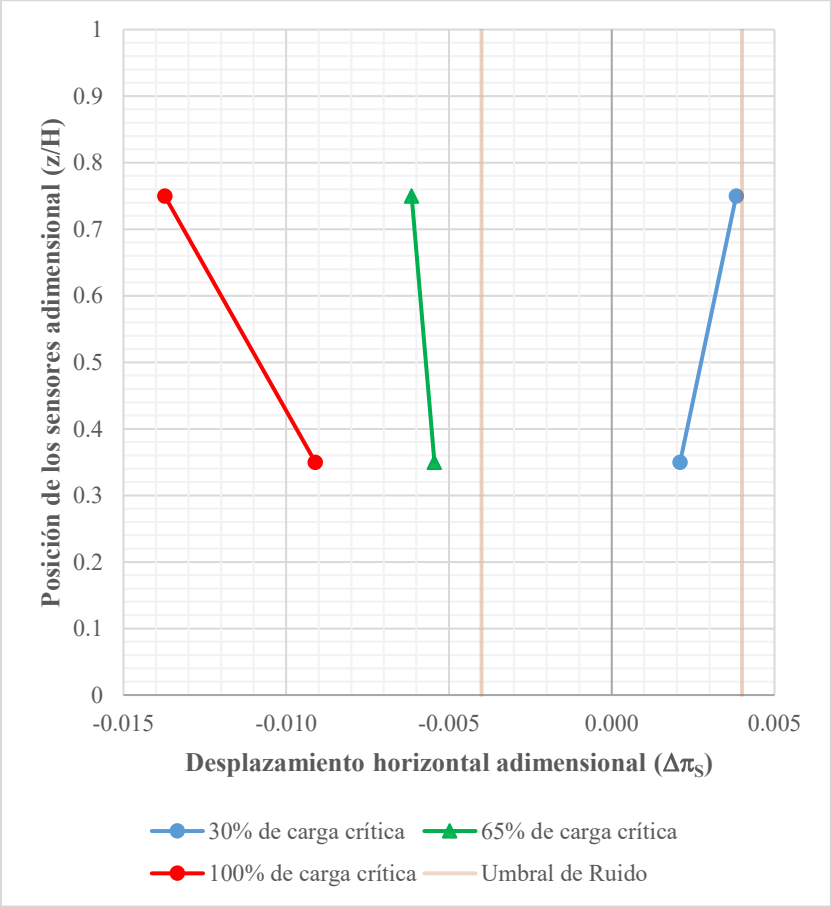
Tabla 109

Desplazamientos horizontales del muro Tipo II en suelo granular – Segunda Corrida

	π_q	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$
30% de carga crítica	0.320	0.002	0.004
65% de carga crítica	0.696	-0.005	-0.006
100% de carga crítica	1.072	-0.009	-0.014

Figura 217

Perfiles de deformación horizontal del Muro Tipo II en Suelo granular – Segunda Corrida



4.3.7.3. Muro Tipo III: configuración solo talón

Tabla 110

Desplazamientos horizontales del muro Tipo III en suelo granular – Primera Corrida

	π_q	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$
27% de carga crítica	0.696	0.002	0.001
60% de carga crítica	1.542	-0.010	-0.010
100% de carga crítica	2.576	-0.024	-0.036

Figura 218

Perfiles de deformación horizontal del Muro Tipo III en Suelo granular – Primera Corrida

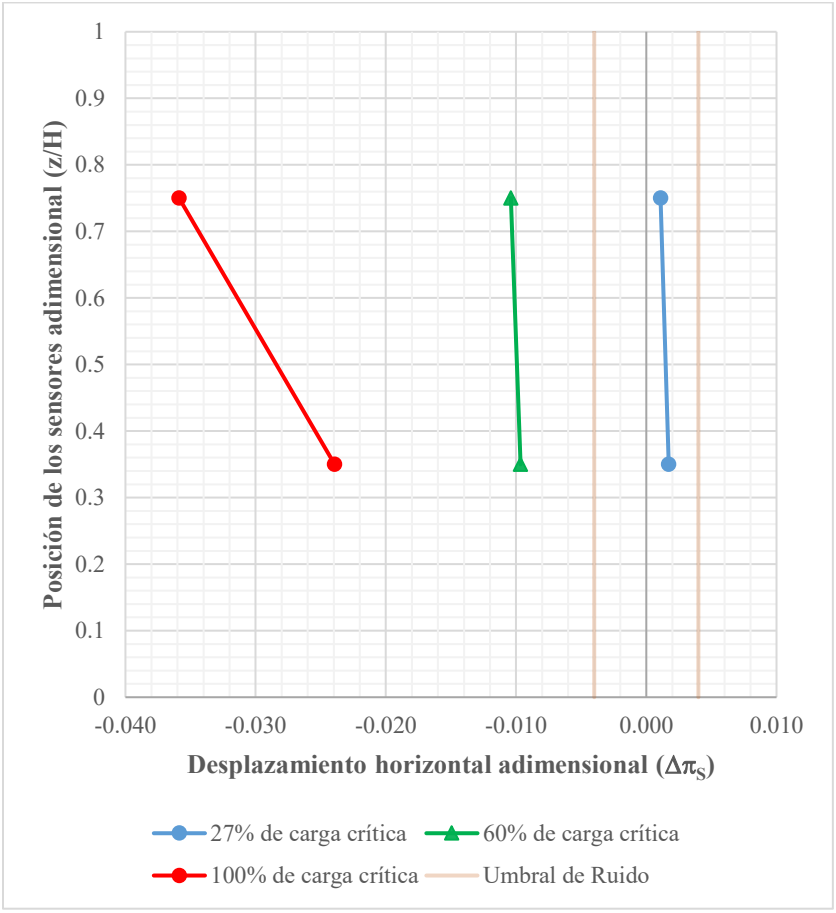


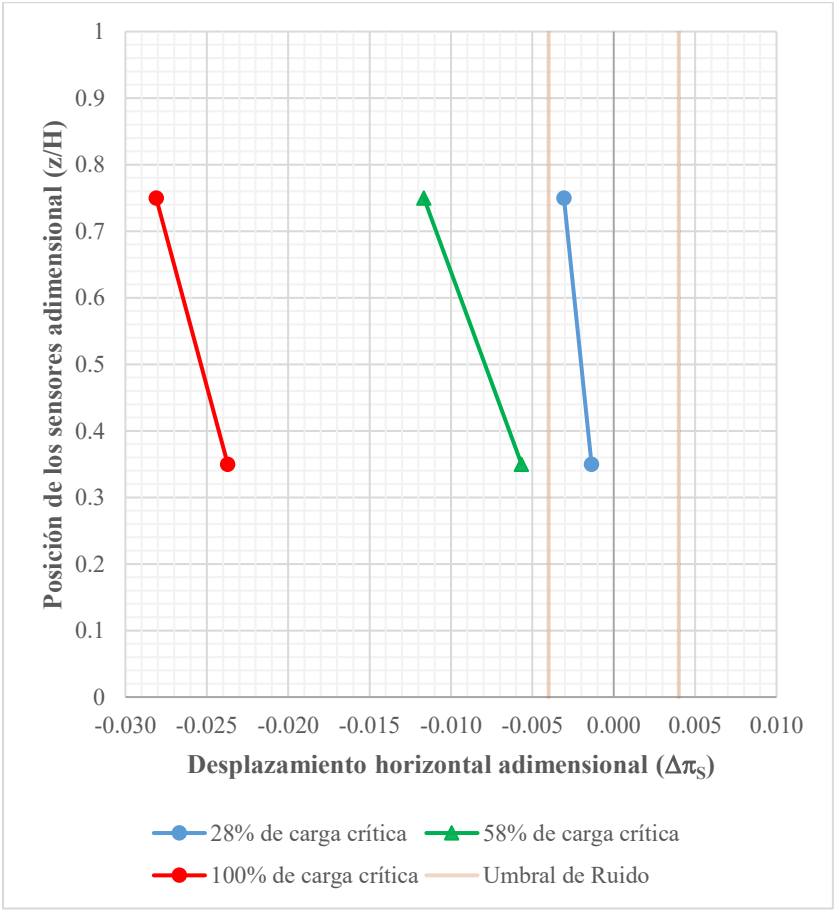
Tabla 111

Desplazamientos horizontales del muro Tipo III en suelo granular – Segunda Corrida

	π_q	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$
28% de carga crítica	0.884	-0.001	-0.003
58% de carga crítica	1.824	-0.006	-0.012
100% de carga crítica	3.140	-0.024	-0.028

Figura 219

Perfiles de deformación horizontal del Muro Tipo III en Suelo granular – Segunda Corrida



4.3.7.4. Muro Tipo IV: configuración con puntera y talón

Tabla 112

Desplazamientos horizontales del muro Tipo IV en suelo granular – Primera Corrida

	π_q	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$
32% de carga crítica	0.696	0.001	0.001
62% de carga crítica	1.354	-0.014	-0.010
100% de carga crítica	2.200	-0.048	-0.040

Figura 220

Perfiles de deformación horizontal del Muro Tipo IV en Suelo granular – Primera Corrida

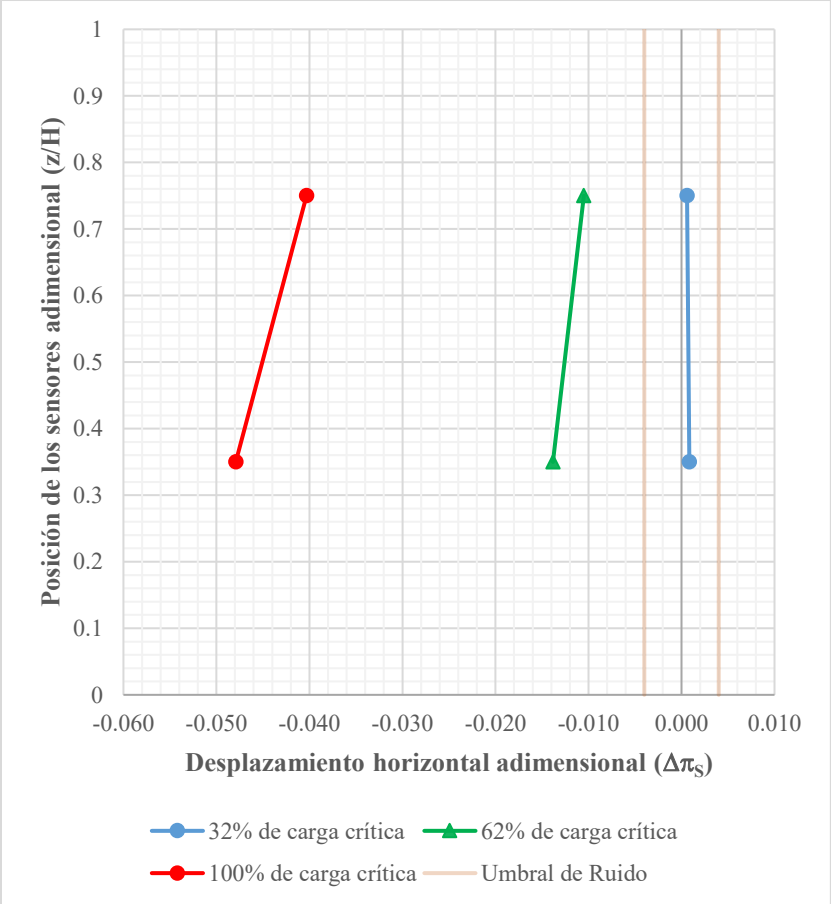


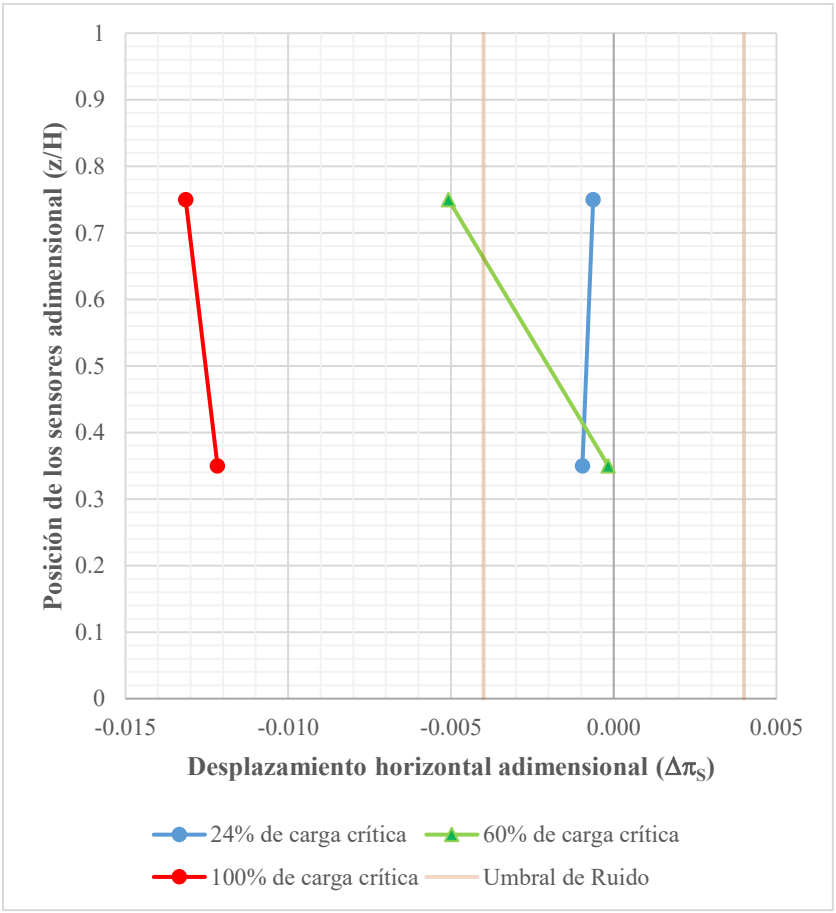
Tabla 113

Desplazamientos horizontales del muro Tipo IV en suelo granular – Segunda Corrida

	π_q	$\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$	$\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$
24% de carga crítica	0.508	-0.001	-0.001
60% de carga crítica	1.260	0.000	-0.005
100% de carga crítica	2.106	-0.012	-0.013

Figura 221

Perfiles de deformación horizontal del Muro Tipo IV en Suelo granular – Segunda Corrida



4.3.8. Comparación entre tipos de muros

Figura 222

Comparación de desplazamientos horizontales a 0.75H en suelo granular

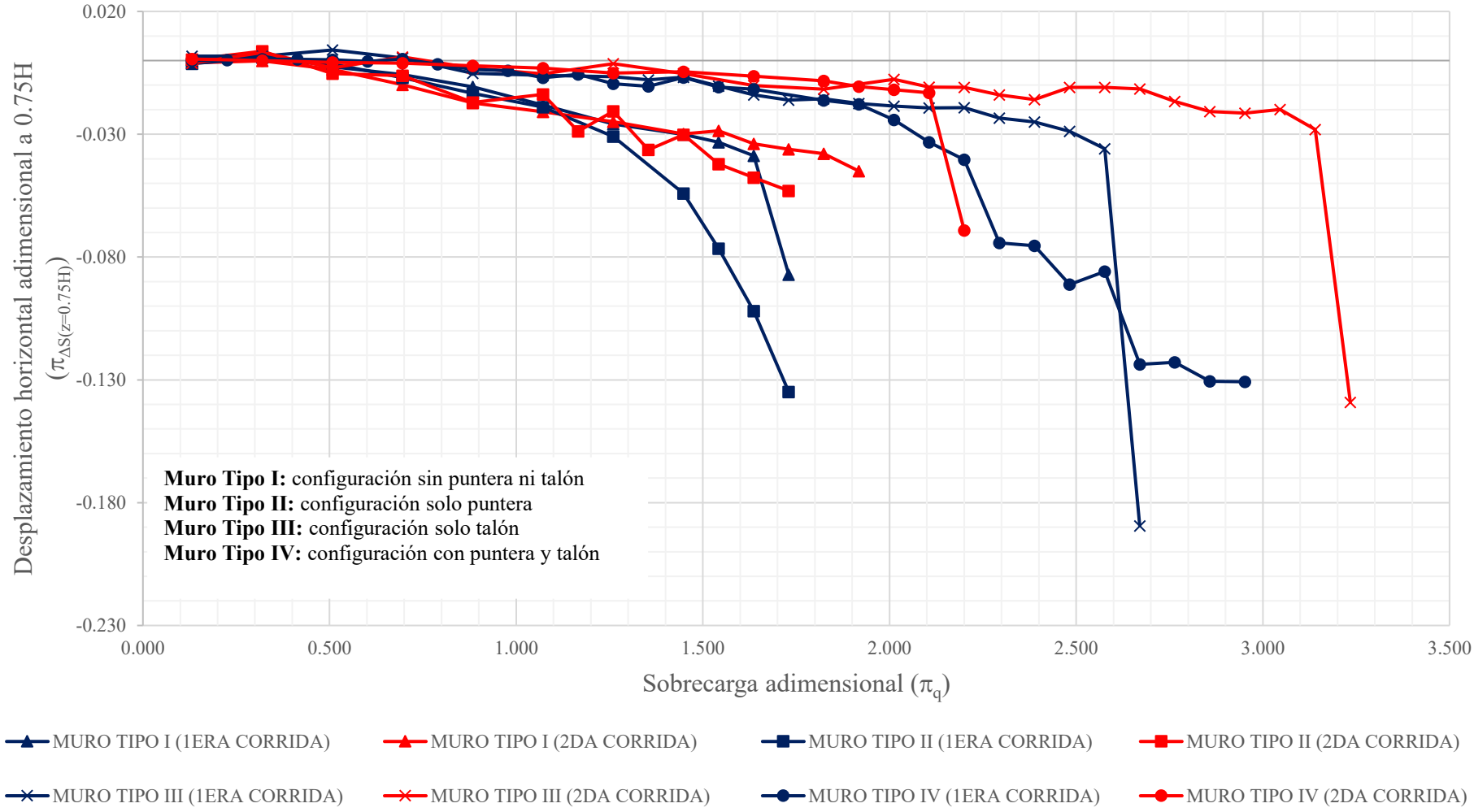


Figura 223

Comparación de desplazamientos horizontales a 0.35H en suelo granular

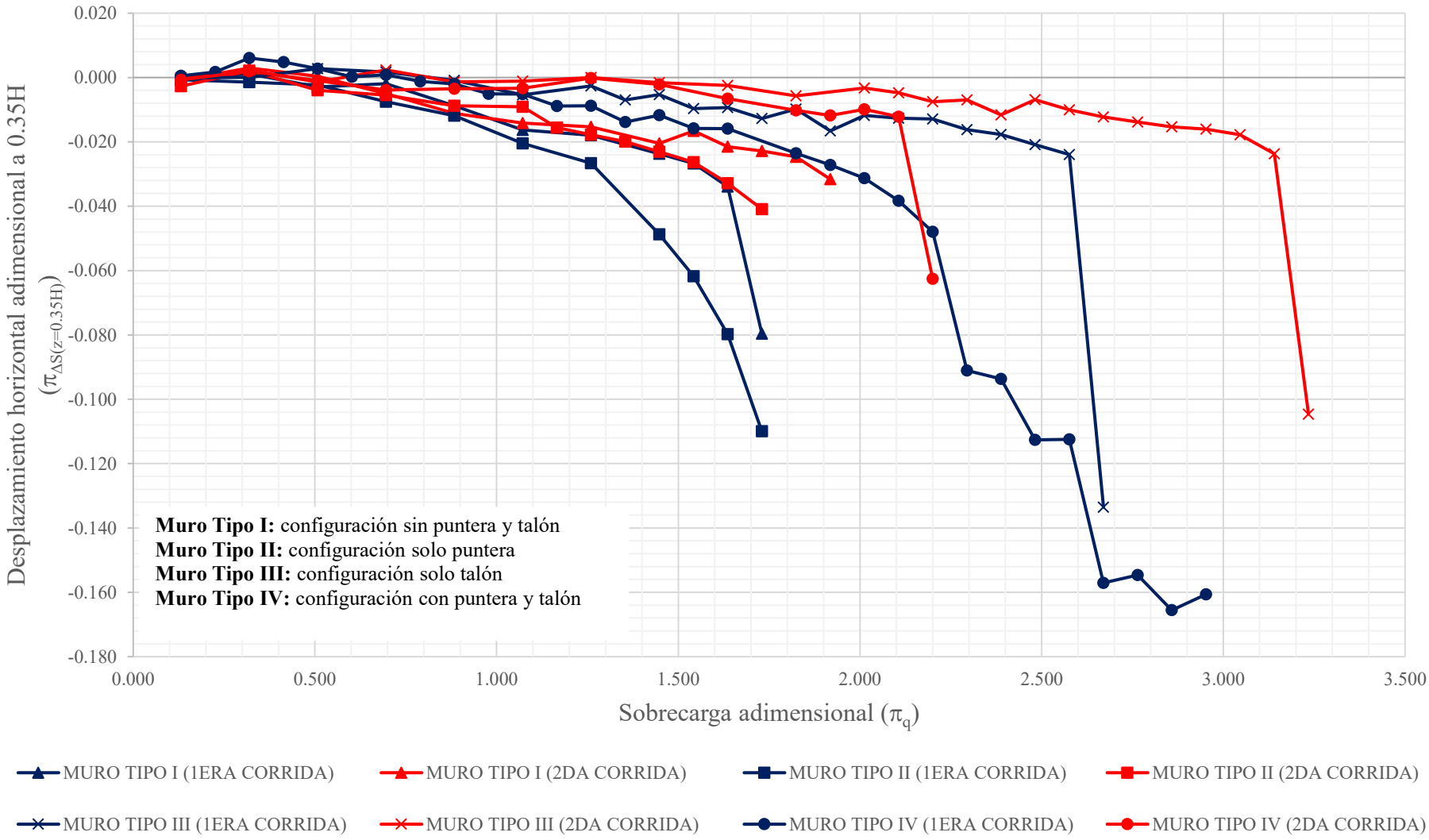


Figura 224

Comparación de asentamientos verticales en suelo granular

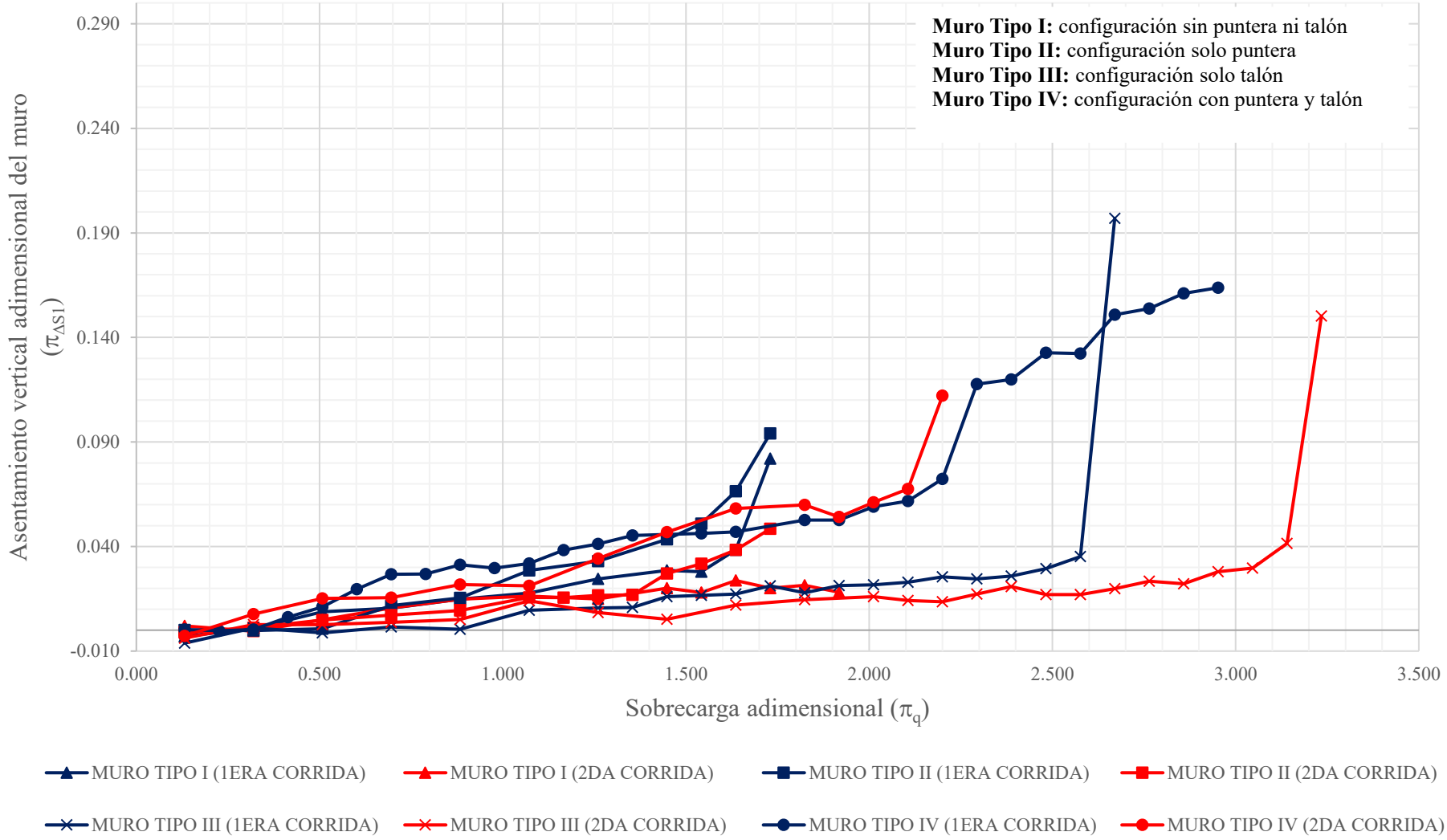
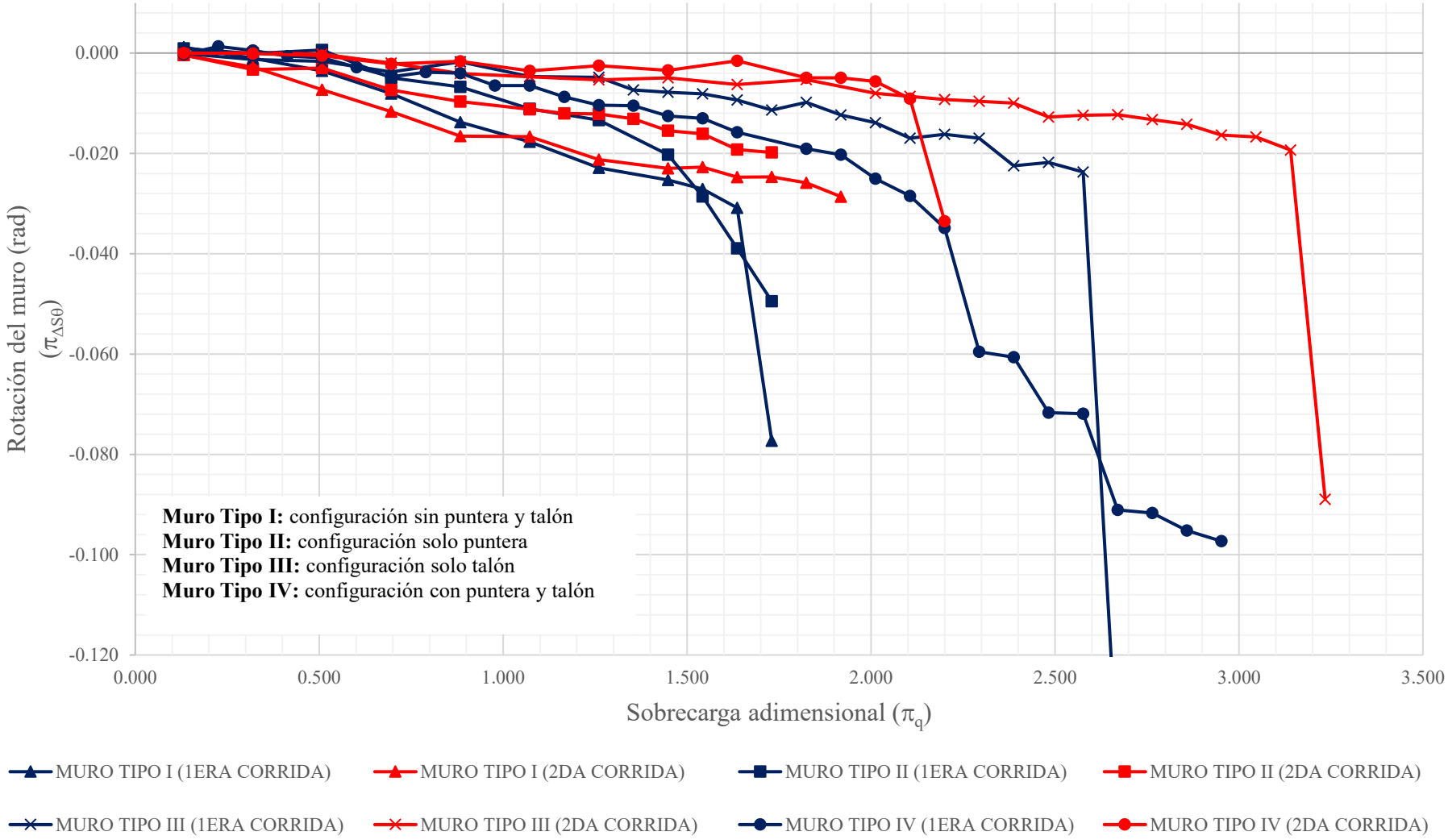


***Figura* 225**

Comparación de rotaciones en suelo granular



Capítulo V: Análisis y Discusión de Resultados

5.1. Propósito del capítulo y criterios de comparación

En esta sección se realizará el análisis de los resultados obtenidos para las diferentes corridas de los ensayos a escala reducida de los diferentes tipos de muros muro sin puntera ni talón, muro solo con puntera, muro solo con talón y muro con puntera y talón (I, II, III y IV) y dos diferentes tipos de suelo (cohesivo y granular).

5.1.1. Vinculación explícita con objetivos e hipótesis

El presente capítulo tiene por finalidad analizar e interpretar los resultados obtenidos en los ensayos experimentales realizados sobre cuatro configuraciones geométricas de muros de contención, bajo dos condiciones de suelo (cohesivo y granular). En coherencia con el objetivo general, el análisis se orienta a establecer en qué medida la inserción de puntera y/o talón modifica la estabilidad global del sistema muro–suelo. Esta estabilidad se operacionaliza mediante dos familias de métricas: (i) la sobrecarga crítica adimensional $\pi_{q_{crit}}$, y (ii) los índices de deformación adimensional normalizados correspondientes a desplazamientos horizontales, asentamiento y rotación, evaluados en la condición crítica.

De manera específica, el capítulo busca responder a los objetivos específicos mediante evidencias cuantificables:

a) determinar cómo la configuración geométrica influye en el desplazamiento horizontal adimensional del muro en los niveles instrumentados $z = 0.75H$ y $z = 0.35H$
b) determinar cómo influye en el asentamiento vertical adimensional
c) determinar cómo influye en la rotación adimensional del muro.

Por tanto, en cada tipo de suelo se analiza el desempeño por configuración, identificando el umbral ($\pi_{q_{crit}}$) y evaluando, en dicho punto, la magnitud de las deformaciones adimensionales normalizadas.

En relación con la hipótesis general y específicas, el tratamiento comparativo se enfoca en verificar si la presencia de puntera y/o talón se asocia a (i) una mayor capacidad de sostener sobrecarga antes de alcanzar la condición crítica (incremento de $\pi_{q_{crit}}$) y (ii) una mejor respuesta deformacional (reducción de los índices normalizados de desplazamiento horizontal, asentamiento y rotación) en la condición crítica. Dado que se trata de un diseño experimental con comparación de tratamientos, el capítulo adopta una lógica de contraste basada en magnitudes y coherencia de tendencias entre configuraciones y réplicas, priorizando indicadores previamente definidos y medidos con el mismo protocolo experimental.

5.1.2. Criterios de comparación

Con el fin de asegurar comparabilidad entre configuraciones y entre tipos de suelo, el análisis se organiza bajo los siguientes criterios uniformes, recalcando que el muro tipo I configuración sin puntera y talón es el modelo base:

I. **Criterio primario: sobrecarga crítica adimensional $\boldsymbol{\pi_{q_{crit}}}$**

La estabilidad global se compara, en primer término, mediante $\pi_{q_{crit}}$, definida según el procedimiento establecido en la metodología. La comparación entre configuraciones se realiza manteniendo el mismo criterio de identificación del punto crítico para todos los ensayos.

II. **Criterio secundario: índices adimensionales normalizados a la condición crítica**

Una vez identificado $\pi_{q_{crit}}$, se comparan las deformaciones medidas en ese umbral mediante índices adimensionales normalizados:

- desplazamiento horizontal en $z = 0.75H$,

- desplazamiento horizontal en $z = 0.35H$,
- asentamiento vertical
- rotación.

La interpretación es directa: menores valores de estos índices, evaluados en el mismo umbral $\pi_{q_{crit}}$ representan un mejor control deformacional

III. **Valor representativo por tratamiento**

Cada configuración de muro fue evaluada mediante dos corridas experimentales. Para cada métrica de análisis, se tomó de cada corrida el valor correspondiente al criterio evaluado y se calculó su promedio aritmético como valor representativo del tratamiento. Este procedimiento permitió integrar ambas corridas en un único indicador comparativo, manteniendo un criterio uniforme para los ensayos realizados en suelo cohesivo y granular. Por tanto, la interpretación de los resultados se desarrolló a partir de valores promedio por tipología de muro, y no a partir de una corrida individual.

IV. Criterio de mejor desempeño y ranking.

Para evitar interpretaciones subjetivas, el mejor desempeño se define mediante una regla jerárquica (ranking por dominancia):

- **Primero:** mayor $\pi_{q_{crit}}$ (mayor tolerancia a sobrecarga antes del umbral crítico).
- **Segundo:** menor rotación normalizada en $\pi_{q_{crit}}$ (indicador directo de tendencia al volcamiento).
- **Tercero:** menor desplazamiento horizontal normalizado
- **Cuarto:** menor asentamiento normalizado.

Esta regla permite resolver escenarios donde una configuración incremente $\pi_{q_{crit}}$ pero también incremente alguna deformación en dichos casos, el ranking se decide por el criterio primario y se interpreta el compromiso deformacional como parte de la discusión del mecanismo.

Los porcentajes fueron calculados a partir de los valores con precisión completa obtenidos en la hoja de cálculo de procesamiento; los valores mostrados en tablas y figuras se presentan redondeados únicamente con fines de lectura. Por ello, pueden existir pequeñas diferencias si se recalculan porcentajes utilizando valores redondeados

5.2. Comportamiento de los muros en suelo cohesivo

5.2.1. Evolución del desplazamiento horizontal en z = 0.75H

Se evidenció un crecimiento relativamente uniforme en el desplazamiento horizontal del punto ubicado a una altura de z = 0.75H de los muros ensayados, es decir, se generaron desplazamientos de pequeña magnitud en los primeros escalones de carga. Posteriormente los gráficos experimentan un cambio marcado de pendiente que genera una caída brusca de las curvas, representando así el inicio de la inestabilidad global de los muros de contención estudiados. Además, a través de un análisis de pendientes por tramos, se definió el valor de la carga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$).

La única excepción parcial corresponde al Muro Tipo IV en su segunda corrida, donde la máxima pendiente se presenta de forma más gradual y no tan catastrófica como en los demás casos; no obstante, el criterio del análisis de pendientes por tramos permitió identificar un valor consistente de carga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) asociado al inicio del tramo de mayor incremento de deformaciones.

En resumen, los valores de la carga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) identificados para cada caso fueron:

Tabla 114

Sobrecarga Crítica Adimensional por Tipo de Muro en Suelo Cohesivo

	TIPO DE MURO			
Corrida	**Tipo I**	**Tipo II**	**Tipo III**	**Tipo IV**
1	9.880	5.207	8.109	13.411
2	8.385	5.248	7.394	14.167
PROMEDIO	9.132	5.228	7.751	13.789

Nota. Los valores corresponden a dos corridas experimentales por tipo de muro, el valor promedio representa la media aritmética de las corridas.

Se tomó como muro índice al Muro Tipo I (muro sin puntera ni talón) y se compararon los valores promedio de la carga adimensional crítica ($\pi_{q_{crit}}$) obtenidos para cada configuración. De este análisis se obtuvo que:

i. El muro tipo II (muro con puntera) reduce en 42.76% la carga crítica adimensional alcanzada en suelo cohesivo, respecto al muro índice.

ii. El muro tipo III (muro con talón) reduce en 15.12% la carga crítica adimensional alcanzada en suelo cohesivo, respecto al muro índice.

iii. El muro tipo IV (muro con puntera y talón) incrementa en 50.99% la carga crítica adimensional alcanzada en suelo cohesivo, respecto al muro índice.

Estos resultados evidencian que la incorporación únicamente de puntera o únicamente de talón, reduce el valor de la sobrecarga crítica que es capaz de soportar el muro antes de movilizar su falla global. En cambio, la combinación puntera–talón incrementa notablemente la sobrecarga crítica que es capaz de soportar el muro antes de movilizar su falla global.

En esta investigación se adoptó los valores de la carga adimensional crítica ($\pi_{q_{crit}}$) definido a través de estas gráficas “A” como umbral global de inestabilidad, siendo utilizada como referencia común para calcular los índices normalizados de todas las deformaciones, garantizando comparabilidad entre configuraciones.

Posteriormente, se organizó los valores del desplazamiento horizontal adimensional en 0.75H alcanzado para el valor de la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) para cada tipo de muro y cada corrida experimental:

Tabla 115

Desplazamiento Horizontal Adimensional ($\pi_{\Delta S_{z=0.75H}}$) en Suelo Cohesivo

	TIPO DE MURO			
Corrida	**Tipo I**	**Tipo II**	**Tipo III**	**Tipo IV**
1	-0.015	-0.028	-0.020	0.006
2	-0.010	-0.011	-0.014	-0.001
PROMEDIO	-0.013	-0.020	-0.017	0.002

Nota. Los valores corresponden al desplazamiento horizontal adimensional evaluado a z=0.75H en la condición de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$), el valor promedio representa la media aritmética de las corridas experimentales.

Cabe destacar que los signos negativos representan desplazamiento hacia afuera del relleno del trasdós de los muros ensayados, y que valores positivos representan desplazamientos hacia adentro del relleno del trasdós de los muros ensayados. Sin embargo, en caso de la primera corrida del muro tipo IV (con puntera y talón) el valor es positivo pero ínfimo, muy cercano al ruido instrumental de 0.004 del sensor de distancia, por lo que se consideró que el muro prácticamente no mostró desplazamientos apreciables en 0.75H. Un caso similar ocurre con la segunda corrida del muro tipo IV (con puntera y talón), que, si bien es un valor negativo, es aún más ínfimo que el caso anterior pues está dentro del ruido instrumental de 0.004 del sensor de distancia, por lo que se consideró que el muro prácticamente no mostró desplazamientos apreciables en 0.75H.

Posteriormente, a partir de estos resultados, se procedió a normalizarlos por sus respectivos valores de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) para obtener los índices de desplazamientos normalizados, a través de la siguiente fórmula:

$$I_{\pi_{\Delta S_{z=0.75H}}} = \frac{\left|\pi_{\Delta S_{z=0.75H}}\right|}{\pi_{q_{crit}}}$$

De esta forma se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 116

Índices de Desplazamiento Horizontal Adimensional ($\pi_{\Delta S_{z=0.75H}}$) en suelo cohesivo

	TIPO DE MURO			
Corrida	**Tipo I**	**Tipo II**	**Tipo III**	**Tipo IV**
1	0.0015	0.0055	0.0025	0.0004
2	0.0012	0.0021	0.0020	0.0001
PROMEDIO	0.0014	0.0038	0.0022	0.0003

Nota. El índice de desplazamiento horizontal adimensional se evaluó a z=0.75H bajo la condición de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$), el valor promedio corresponde a la media aritmética de las corridas experimentales.

Considerando como muro índice al Muro Tipo I (muro sin puntera ni talón), se compararon los valores promedio de los índices de desplazamiento normalizados en 0.75H ($\pi_{\Delta S_{z=0.75H}}$) obtenidos para cada configuración. Obteniendo los siguientes resultados:

i. El muro tipo II (muro con puntera) incrementa en 174.92% el índice de desplazamiento horizontal en 0.75H del muro cuando se alcanza la carga crítica adimensional en suelo cohesivo, respecto al muro índice.

ii. El muro tipo III (muro con talón) incrementa en 62.18% el índice de desplazamiento horizontal en 0.75H del muro cuando se alcanza la carga crítica adimensional en suelo cohesivo, respecto al muro índice.

iii. El muro tipo IV (muro con puntera y talón) reduce en 80.25% el índice de desplazamiento horizontal en 0.75H del muro cuando se alcanza la carga crítica adimensional en suelo cohesivo, respecto al muro índice.

Estos resultados evidencian que la incorporación únicamente de puntera o únicamente de talón incrementa notablemente el valor del índice de desplazamiento horizontal en 0.75H, es decir se generan mayores desplazamientos por cada unidad de sobrecarga sobre el trasdós del muro.

Por otro lado, la inserción de puntera y talón (muro tipo IV) reduce notablemente el valor del índice de desplazamiento horizontal en 0.75H. Es decir, respecto al muro índice, esta configuración de muro de contención de gravedad experimenta un desplazamiento horizontal adimensional en 0.75H considerablemente menor por cada unidad de sobrecarga incremental aplicada sobre el trasdós.

5.2.2. Evolución del desplazamiento horizontal en z = 0.35H

En las gráficas "B" se observó que el desplazamiento horizontal correspondiente a la altura intermedia del muro (0.35H) presenta, en general, una evolución más gradual que la registrada en 0.75H. Para los primeros niveles de sobrecarga, los valores de "$\pi_{\Delta S_{z=0.35H}}$" se mantuvieron próximos al umbral de ruido instrumental, lo que indica que esta zona del muro se comporta de manera prácticamente rígida mientras domina el régimen cuasi-elástico del sistema. A medida que la sobrecarga adimensional (π_q) se aproximaba a la carga crítica, las curvas comienzan a inclinarse, aunque con valores todavía inferiores a las observadas en 0.75H.

El cambio de pendiente asociado al inicio de la inestabilidad global también se refleja en este nivel de altura. Se recopiló en el siguiente cuadro el valor medio del desplazamiento horizontal adimensional en 0.35H ($\pi_{\Delta S_{z=0.35H}}$) correspondiente a la carga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) (calculada en la sección anterior) de cada tipo de muro y en cada una de las corridas del ensayo en suelo cohesivo.

Tabla 117

Desplazamiento Horizontal Adimensional ($\pi_{\Delta S_{z=0.35H}}$) por Tipo de Muro en Suelo Cohesivo

	TIPO DE MURO			
Corrida	**Tipo I**	**Tipo II**	**Tipo III**	**Tipo IV**
1	-0.013	-0.013	-0.015	0.000
2	-0.010	-0.011	-0.005	-0.003
PROMEDIO	-0.011	-0.012	-0.010	-0.002

Nota. Los valores corresponden al desplazamiento horizontal adimensional evaluado a z=0.35H en la condición de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$), el valor promedio representa la media aritmética de las corridas experimentales.

Cabe destacar que los signos negativos representan desplazamiento hacia afuera del relleno del trasdós de los muros ensayados, y que valores positivos representan desplazamientos hacia adentro del relleno del trasdós de los muros ensayados. En caso de la primera corrida del muro tipo IV (con puntera y talón) el valor es nulo, por lo que se consideró que el muro prácticamente no mostró desplazamientos apreciables en 0.35H. Un caso similar ocurre con la segunda corrida del muro tipo IV (con puntera y talón), que es un valor ínfimo que está dentro del ruido instrumental de 0.004 del sensor de distancia, por lo que se consideró que el muro prácticamente no mostró desplazamientos apreciables en 0.35H.

Posteriormente estos valores son normalizados por sus respectivos valores de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) para obtener los índices de desplazamientos normalizados, a través de la siguiente fórmula:

$$I_{\pi_{\Delta S_{z=0.35H}}} = \frac{\left|\pi_{\Delta S_{z=0.35H}}\right|}{\pi_{q_{crit}}}$$

De esta forma se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 118

Índices de Desplazamiento Horizontal Adimensional ($\pi_{\Delta S_{z=0.35H}}$) en suelo cohesivo

	TIPO DE MURO			
Corrida	**Tipo I**	**Tipo II**	**Tipo III**	**Tipo IV**
1	0.00135	0.00253	0.00181	0.00004
2	0.00114	0.00207	0.00068	0.00018
PROMEDIO	0.00124	0.00230	0.00125	0.00011

Nota. El índice de desplazamiento horizontal adimensional se evaluó a z=0.35H bajo la condición de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$), el valor promedio corresponde a la media aritmética de las corridas experimentales.

Considerando como muro índice al Muro Tipo I (muro sin puntera ni talón), se compararon los valores promedio de los índices de desplazamiento normalizados en 0.35H ($\pi_{\Delta S_{z=0.35H}}$) obtenidos para cada configuración, generándose los siguientes resultados:

i. El muro tipo II (muro con puntera) incrementa en 85.23% el índice de desplazamiento horizontal en 0.35H del muro, cuando se alcanza la carga crítica adimensional en suelo cohesivo, respecto al muro índice.

ii. El muro tipo III (muro con talón) incrementa en 0.42% el índice de desplazamiento horizontal en 0.35H del muro, cuando se alcanza la carga crítica adimensional en suelo cohesivo, respecto al muro índice.

iii. El muro tipo IV (muro con puntera y talón) reduce en 91.31% el índice de desplazamiento horizontal en 0.35H del muro, cuando se alcanza la carga crítica adimensional en suelo cohesivo, respecto al muro índice.

Los resultados evidencian que la incorporación únicamente de puntera incrementa de manera significativa el valor del índice de desplazamiento horizontal medido a 0.35H de altura. Específicamente, en comparación con el muro índice (sin puntera y talón), el muro con puntera

exhibe un desplazamiento horizontal notablemente mayor en el punto 0.35H por cada unidad de sobrecarga aplicada sobre el trasdós.

Mientras, la incorporación únicamente de talón presenta una diferencia despreciable y prácticamente mantiene la misma magnitud del índice de desplazamiento horizontal en 0.35H que el muro índice (sin puntera y talón).

Por otro lado, la inserción de puntera y talón (muro tipo IV) reduce notablemente el valor del índice de desplazamiento horizontal en 0.35H. Es decir, respecto al muro índice, esta configuración de muro de contención de gravedad experimenta un desplazamiento horizontal adimensional en 0.35H considerablemente menor por cada unidad de sobrecarga incremental aplicada sobre el trasdós.

5.2.3. Evolución del asentamiento vertical

Las curvas de asentamiento vertical adimensional ($\pi_{\Delta S1}$) de los gráficos "C" muestran, en todos los casos, una tendencia globalmente creciente con el incremento de la sobrecarga adimensional (π_q). En los primeros escalones de carga se registran asentamientos de muy pequeña magnitud, en algunos casos incluso con valores levemente negativos, atribuibles al ruido de medición del sensor. A partir de ciertos niveles de sobrecarga, el incremento de "$\pi_{\Delta S1}$" se vuelve progresivamente más pronunciado, especialmente cerca a los valores de la sobrecarga crítica ($\pi_{q_{crit}}$). Cuando las gráficas llegan a dicho valor de "$\pi_{q_{crit}}$" se evidencia el comienzo de una etapa de crecimiento abrupto del asentamiento vertical adimensional ($\pi_{\Delta S1}$).

Existen únicamente dos excepciones, la primera corresponde al caso del Muro Tipo I (segunda corrida), si bien existe un primer tramo con pendiente elevada en la curva de asentamiento justo antes de la sobrecarga crítica adimensional (π_{qcrit}), se consideró el mismo criterio de elección de la sobrecarga crítica que el resto de los casos para mantener uniformidad conforme al

procedimiento metodológico establecido. En consecuencia, el asentamiento vertical considerado para esta corrida incorpora la deformación acumulada que ya se había manifestado antes de alcanzar dicha condición crítica. Este detalle debe tenerse en cuenta al interpretar la comparación frente al Muro Tipo IV, dado que influye en el índice promedio de asentamiento del Muro Tipo I y que, finalmente, ambos muros presentaron valores prácticamente equivalentes en este indicador.

La segunda excepción corresponde a la segunda corrida del muro tipo IV (muro con puntera y talón), en la que el cambio brusco de pendiente de la gráfica "C" se produce para valores de "π_q" mayores a la sobrecarga crítica calculada previamente. Este comportamiento indica que, en dicha corrida, el incremento abrupto del asentamiento vertical se manifestó después de la condición crítica identificada mediante el desplazamiento horizontal adimensional en z=0.75H. No obstante, para mantener la uniformidad del procedimiento de comparación, el asentamiento vertical fue evaluado en la misma condición de "$\pi_{q_{crit}}$" definida para el análisis global de todas las configuraciones.

Se recopiló en el siguiente cuadro el valor medio del asentamiento vertical adimensional ($\pi_{\Delta S1}$) correspondiente a la carga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$), de cada tipo de muro y en cada una de las corridas del ensayo en suelo cohesivo.

Tabla 119

Asentamiento Vertical Adimensional ($\pi_{\Delta S1}$) en Suelo Cohesivo

	TIPO DE MURO			
Corrida	**Tipo I**	**Tipo II**	**Tipo III**	**Tipo IV**
1	0.015	0.035	0.054	0.038
2	0.022	0.015	0.028	0.016
PROMEDIO	0.018	0.025	0.041	0.027

Nota. Los valores corresponden al asentamiento vertical adimensional ($\pi_{\Delta S1}$) en la condición de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$), el valor promedio representa la media aritmética de las corridas experimentales.

Posteriormente estos valores son normalizados por sus respectivos valores de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) para obtener los índices de asentamientos verticales normalizados, a través de la siguiente fórmula:

$$I_{\pi_{\Delta S1}} = \frac{|\pi_{\Delta S1}|}{\pi_{q_{crit}}}$$

De esta forma se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 120

Índice de Asentamiento Vertical Adimensional ($I_{\pi_{\Delta S1}}$) en Suelo Cohesivo

	TIPO DE MURO			
Corrida	**Tipo I**	**Tipo II**	**Tipo III**	**Tipo IV**
1	0.0015	0.0067	0.0066	0.0028
2	0.0026	0.0028	0.0038	0.0011
PROMEDIO	0.0020	0.0047	0.0052	0.0020

Nota. La tabla presenta el índice de asentamiento vertical adimensional ($I_{\pi_{\Delta S1}}$) bajo la condición de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) de cada corrida experimental, el valor promedio corresponde a la media aritmética de las corridas experimentales.

Los valores positivos de los asentamientos adimensionales calculados representan el hundimiento de los muros de contención estudiados. Si bien en las gráficas hay datos negativos, estos se debieron al ruido inherente del sensor de distancia; sin embargo, no afectaron los datos del cuadro anterior.

Considerando como muro índice al Muro Tipo I (muro sin puntera ni talón), se compararon los valores promedio de los índices de asentamiento vertical adimensional ($I_{\pi_{\Delta S1}}$) calculados para cada configuración, obteniendo los siguientes resultados:

i. El muro tipo II (muro con puntera) incrementa en 131.75% el índice de asentamiento vertical adimensional del muro cuando se alcanza la carga crítica adimensional en suelo cohesivo, respecto al muro índice.

ii. El muro tipo III (muro con talón) incrementa en 155.44% el índice de asentamiento vertical adimensional del muro cuando se alcanza la carga crítica adimensional en suelo cohesivo, respecto al muro índice.

iii. El muro tipo IV (muro con puntera y talón) reduce en 3.46% el índice de asentamiento vertical adimensional del muro cuando se alcanza la carga crítica adimensional en suelo cohesivo, respecto al muro índice.

Estos resultados indican que la incorporación únicamente de puntera o únicamente de talón tiende a aumentar significativamente el índice de asentamiento vertical, es decir, incrementa el asentamiento vertical del muro por cada unidad de sobrecarga aplicada sobre el trasdós.

En cambio, el muro tipo IV (muro con puntera y talón) reduce ligeramente el índice de asentamiento vertical respecto al muro tipo I (con valores prácticamente iguales). Dado que esta configuración además desarrolla una sobrecarga crítica adimensional considerablemente mayor, puede considerarse la alternativa más eficiente desde el punto de vista global de estabilidad.

5.2.4. Análisis de la rotación adimensional del muro

La rotación adimensional del muro ($\pi_{\Delta\theta}$) presentó, en todos los ensayos, valores iniciales muy próximos a cero, coherentes con un comportamiento predominantemente rígido del paramento bajo cargas bajas. Conforme aumenta la sobrecarga adimensional (π_q), las curvas comienzan a mostrar un incremento gradual de $\pi_{\Delta\theta}$, en general con signo negativo, lo que indica un giro del muro alejándose del relleno, asociado a un estado de empuje activo movilizado progresivamente. Cuando las gráficas llegan a dicho valor de "$\pi_{q_{crit}}$" se evidencia el comienzo de una etapa de crecimiento abrupto de la rotación adimensional ($\pi_{\Delta\theta}$).

La única excepción corresponde a la segunda corrida del muro tipo IV (muro con puntera y talón), en la que el cambio brusco de pendiente de la gráfica "D" se produce para valores de "π_q" mayores a la sobrecarga crítica calculada previamente. No obstante, se mantuvo la evaluación en "$\pi_{q_{crit}}$" previamente definida, para mantener una metodología consistente pues la rotación fue considerada una variable de respuesta en la condición crítica global y no un criterio para redefinirla.

Se recopiló en el siguiente cuadro el valor medio de la rotación adimensional ($\pi_{\Delta\theta}$) correspondiente a la carga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$), de cada tipo de muro y en cada una de las corridas del ensayo en suelo cohesivo.

Tabla 121

Rotación Adimensional ($\pi_{\Delta\theta}$) en Suelo Cohesivo

	TIPO DE MURO			
Corrida	**Tipo I**	**Tipo II**	**Tipo III**	**Tipo IV**
1	-0.013	-0.035	-0.029	-0.023
2	-0.017	-0.019	-0.016	-0.009
PROMEDIO	-0.015	-0.027	-0.023	-0.016

Nota. Los valores corresponden a la rotación adimensional ($\pi_{\Delta\theta}$) en la condición de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$), el valor promedio representa la media aritmética de las corridas experimentales.

Los valores negativos de las rotaciones adimensionales calculadas representan un giro hacia afuera del trasdós de relleno de los muros, mientras que valores positivos representan el giro hacia adentro del trasdós de relleno de los muros. Sin embargo, las pocas rotaciones positivas observadas en los gráficos se dieron por el ruido inherente del sensor de giro de 0.004 radianes.

Posteriormente estos valores fueron normalizados por sus respectivos valores de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) para obtener los índices de rotación normalizados, a través de la siguiente fórmula:

$$I_{\pi_{\Delta\theta}} = \frac{|\pi_{\Delta\theta}|}{\pi_{q_{crit}}}$$

De esta forma se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 122

Índice de Rotación Adimensional ($\pi_{\Delta\theta}$) en Suelo Cohesivo

	TIPO DE MURO			
Corrida	**Tipo I**	**Tipo II**	**Tipo III**	**Tipo IV**
1	0.0013	0.0068	0.0036	0.0017
2	0.0020	0.0036	0.0022	0.0006
PROMEDIO	0.0017	0.0052	0.0029	0.0012

Nota. El índice de Rotación Adimensional ($\pi_{\Delta\theta}$) bajo la condición de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$), el valor promedio corresponde a la media aritmética de las corridas experimentales.

Considerando como muro índice al Muro Tipo I (muro sin puntera ni talón), se compararon los valores promedio de los índices de rotación adimensional ($\pi_{\Delta\theta}$) calculados para cada configuración, obteniendo los siguientes resultados:

i. El muro tipo II (muro con puntera) incrementa en 214.24% el índice de rotación adimensional del muro cuando se alcanza la carga crítica adimensional en suelo cohesivo, respecto al muro índice.

ii. El muro tipo III (muro con talón) incrementa en 76.06% el índice de rotación adimensional del muro cuando se alcanza la carga crítica adimensional en suelo cohesivo, respecto al muro índice.

iii. El muro tipo IV (muro con puntera y talón) reduce en 28.51% el índice de rotación adimensional del muro cuando se alcanza la carga crítica adimensional en suelo cohesivo, respecto al muro índice.

Estos resultados indican que la incorporación únicamente de puntera o únicamente de talón tiende a aumentar significativamente el índice de rotación, es decir, la rotación del muro por cada unidad de sobrecarga aplicada.

En cambio, el muro tipo IV (muro con puntera y talón) reduce el índice de rotación, es decir que genera una menor cantidad de rotación por unidad de carga en comparación del muro índice (muro tipo I - sin puntera y talón).

5.2.5. Mecanismo de inestabilidad observado

El objetivo de esta sección es describir e identificar el mecanismo predominante de pérdida de estabilidad del sistema observado en cada corrida para cada configuración de muro (Tipos I, II, III y IV) ensayadas en suelo cohesivo; distinguiendo entre deslizamiento (desplazamiento horizontal), rotación y asentamiento. Para su asignación se prioriza la evidencia fotográfica y se corrobora con la tendencia de los perfiles de deformación horizontal (z = 0.35H y z = 0.75H) al aproximarse a la sobrecarga crítica ($\pi_{q_{crit}}$). Cuando se identifican componentes adicionales de menor magnitud, se consignan como mecanismos secundarios de pérdida de estabilidad.

Por ello, para cada corrida experimental se presenta: una fotografía del estado inicial (sin sobrecarga), una fotografía del estado final (último escalón de carga) y una comparación visual mediante superposición de imágenes realizada con software de procesamiento de imágenes científicas (ImageJ/Fiji).

Sobre la superposición de imágenes, esta nos permite evaluar de forma visual la evolución global del muro y su interacción con el relleno, resaltando de manera cualitativa los cambios de posición e inclinación. En las imágenes superpuestas se muestra el estado final en escala de grises y el contorno del estado inicial en color cian, con el fin de facilitar la identificación visual del desplazamiento y la rotación del bloque.

Asimismo, para describir de forma más detallada el mecanismo de falla por deslizamiento y rotación, se complementa el análisis mediante los perfiles de deformación horizontal obtenidos a las alturas z = 0.35H y z = 0.75H, evaluados a porcentajes de la sobrecarga crítica ($\pi_{q_{crit}}$). Dado que los perfiles construidos se basan únicamente en desplazamientos horizontales, el comportamiento vertical se interpretó principalmente a partir de la comparación fotográfica y de la tendencia general registrada por el sensor vertical, con un enfoque cualitativo orientado a identificar el mecanismo dominante de pérdida de estabilidad.

5.2.5.1. Análisis del mecanismo de falla

5.2.5.1.1. Muro Tipo I: configuración sin puntera ni talón

Figura 226

Estado Inicial y Final del Muro Tipo I Primera Corrida Suelo Cohesivo



Figura 227

Comparativo entre Estado Inicial y Final del Muro Tipo I Primera Corrida

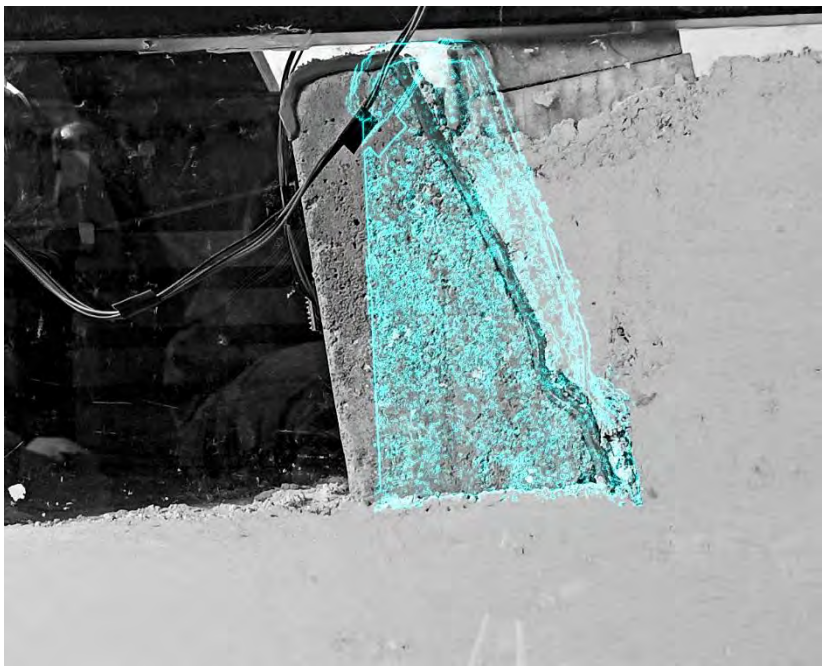


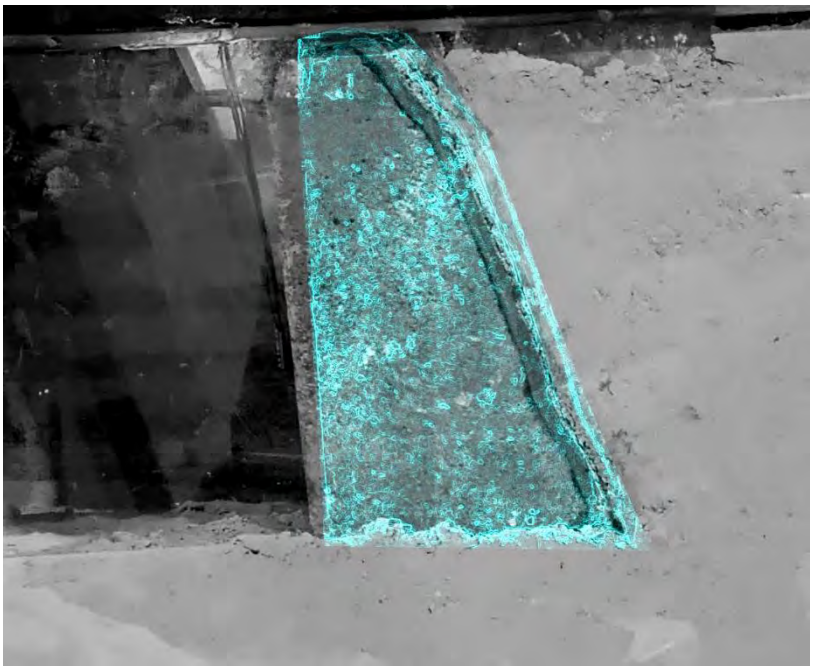
Figura 228

Estado Inicial y Final del Muro Tipo I Segunda Corrida



Figura 229

Comparativo entre Estado Inicial y Final del Muro Tipo I Segunda Corrida



En los ensayos del Muro Tipo I (muro sin puntera ni talón) en suelo cohesivo, la comparación fotográfica inicio–fin evidencian un incremento de la inclinación del muro hacia la cara libre, con un deslizamiento horizontal secundario. El mayor desplazamiento horizontal en la corona del muro a comparación del desplazamiento horizontal de la base del muro es consistente con un componente rotacional predominante, mientras que el asentamiento global no se aprecia de forma significativa en las imágenes.

Además, esta lectura es coherente con los perfiles de deformación horizontal:

(i) Para el primer ensayo, se evidencia que para cargas bajas alrededor del 2% de la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) los desplazamientos se mantienen del orden del umbral de ruido instrumental (sin desplazamiento evidente). Mientras que a una fracción intermedia (≈57% de $\pi_{q_{crit}}$) el perfil muestra mayor desplazamiento en z = 0.75H que en z = 0.35H, lo cual es consistente con un comportamiento rotacional. Finalmente, al aproximarse a $\pi_{q_{crit}}$ (≈100%), se evidencia un mayor desplazamiento horizontal de todo el bloque, prevaleciendo siempre un mayor desplazamiento en z = 0.75H (comportamiento rotacional).

(ii) Para el segundo ensayo se evidencia que para cargas alrededor del 19% de la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) los desplazamientos se mantienen del orden del umbral de ruido instrumental (sin desplazamiento evidente). Mientras que, a una fracción intermedia (≈55% de $\pi_{q_{crit}}$), el perfil muestra un deslizamiento horizontal hacia la cara libre con un mayor desplazamiento aparente en z = 0.35H. Sin embargo, más allá de representar una rotación hacia el relleno, este comportamiento se atribuye principalmente al ruido inherente de los sensores, al no ser consistente con el registro fotográfico obtenido. Finalmente, al aproximarse a $\pi_{q_{crit}}$ (≈100%),

se evidencia un mayor desplazamiento horizontal de todo el bloque, prevaleciendo un mayor desplazamiento en z = 0.75H (comportamiento rotacional), acorde a lo observado en las fotografías.

En conjunto, el muro sin puntera ni talón (Tipo I) presenta un mecanismo predominante de pérdida de estabilidad por rotación hacia la cara libre, con traslación horizontal secundaria y, con respecto al asentamiento, este es no dominante.

Aunque en las fotografías el asentamiento global del muro no es muy perceptible, las curvas carga–asentamiento sí registran variaciones verticales marcadas al aproximarse a $\pi_{q_{crit}}$. Esta discrepancia se debe a que el movimiento global de este muro está dominado principalmente por la rotación, la cual genera cambios de cota en el punto de medición (corona de muro). En este sentido, el asentamiento vertical del muro se asocia a la inclinación del bloque, sin implicar únicamente un hundimiento generalizado de la cimentación. Por tanto, gran parte del asentamiento observado en las curvas carga–asentamiento se interpreta como consecuencia del mecanismo rotacional, modo dominante de pérdida de estabilidad en este tipo de muro.

5.2.5.1.2. Muro Tipo II: configuración solo puntera

Figura 230

Estado Inicial y Final del Muro Tipo II Primera Corrida



Figura 231

Comparativo Estado Inicial y Final del Muro Tipo II Primera Corrida

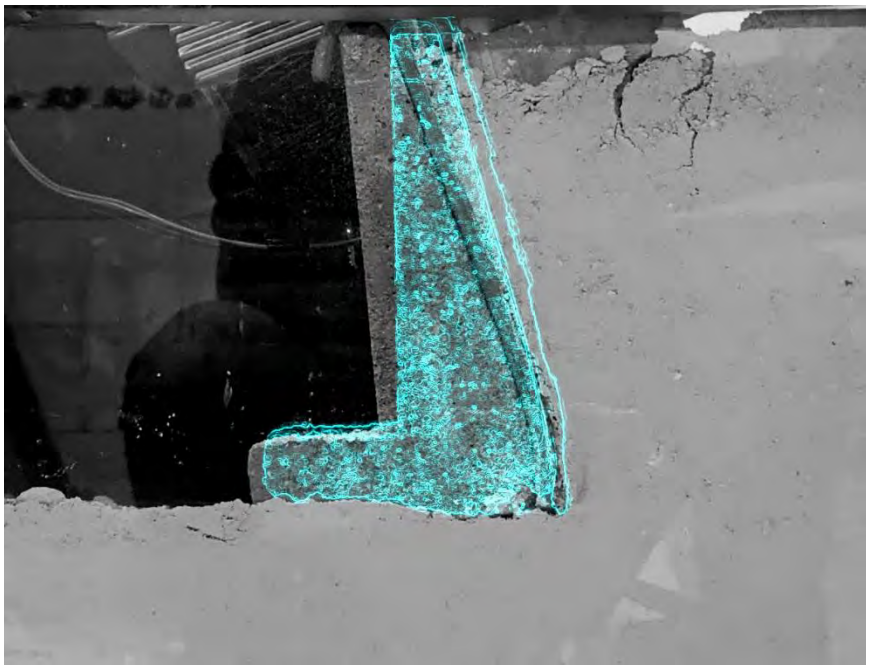


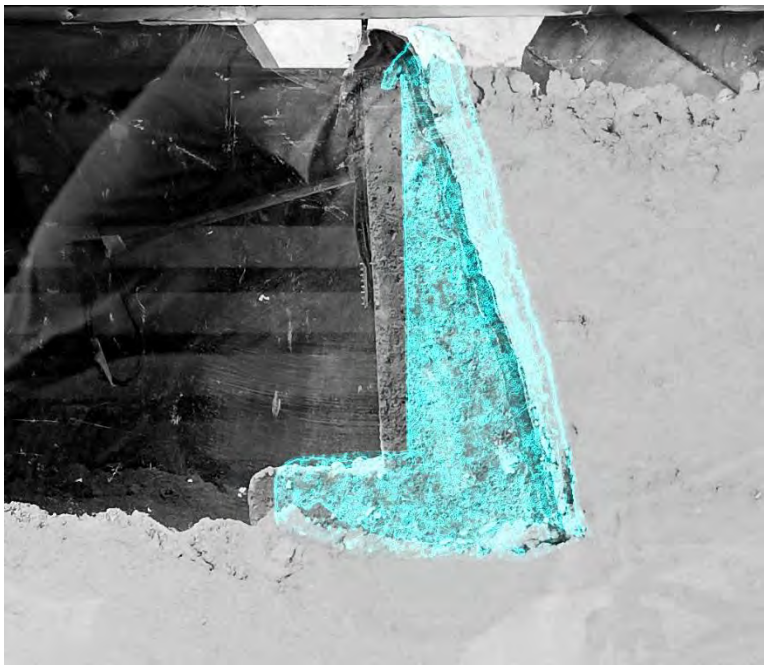
Figura 232

Estado Inicial y Final del Muro Tipo II Segunda Corrida



Figura 233

Comparativo Estado Inicial y Final del Muro Tipo II Segunda Corrida



En los ensayos del Muro Tipo II (muro solo con puntera) en suelo cohesivo, la comparación fotográfica inicio–fin evidencia una pérdida de estabilidad principalmente dominada por deslizamiento horizontal hacia la cara libre; acompañado de un asentamiento apreciable del bloque interpretado como empotramiento de la base por deformación del suelo de cimentación bajo la zona de apoyo, sin que ello reemplace el deslizamiento como mecanismo principal. De manera complementaria, se observa una inclinación leve del muro, relacionada a una componente rotacional de pérdida de estabilidad, puesto que se puede observar un mayor desplazamiento en la corona del muro que en su base

Además, esta lectura es coherente con los perfiles de deformación horizontal:

(i) Para el primer ensayo, se evidencia que para cargas alrededor del 31% de la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) los desplazamientos se mantienen del orden del umbral de ruido instrumental (sin desplazamiento evidente). En un estado intermedio (≈59% de $\pi_{q_{crit}}$) el perfil muestra mayor desplazamiento en z = 0.75H que en z = 0.35H, lo cual sugiere un comportamiento rotacional. Finalmente, al aproximarse a $\pi_{q_{crit}}$ (≈100%), se evidencia el mayor desplazamiento horizontal de todo el bloque, prevaleciendo siempre un mayor desplazamiento en z = 0.75H (comportamiento de deslizamiento horizontal con inclinación).

(ii) Para el segundo ensayo se evidencia que para cargas bajas alrededor del 4% de la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) los desplazamientos se mantienen del orden del umbral de ruido instrumental (sin desplazamiento evidente). En una fracción intermedia (≈86% de $\pi_{q_{crit}}$), el perfil muestra un deslizamiento horizontal considerable hacia la cara libre con un mayor desplazamiento en z = 0.75H a comparación del desplazamiento horizontal en z = 0.35H, lo cual es consistente con

un comportamiento de deslizamiento horizontal acompañado de un componente rotacional secundario. Finalmente, al aproximarse a $\pi_{q_{crit}}$ (≈100%), se evidencia un mayor desplazamiento horizontal de todo el bloque, observándose valores de desplazamiento horizontal muy cercanos en z = 0.35H y en z = 0.75H (que en las imágenes se puede observar que son muy cercanos, siendo el deslizamiento ligeramente mayor el de z = 0.75H). Este comportamiento se interpreta como un movimiento predominantemente de deslizamiento horizontal del muro.

En conjunto, el muro solo con puntera (Tipo II) presenta un mecanismo predominante de pérdida de estabilidad principalmente por deslizamiento hacia la cara libre, acompañado de asentamiento vertical y rotación como un mecanismo secundario (leve).

5.2.5.1.3. Muro Tipo III: configuración solo talón

Figura 234

Estado Inicial y Final del Muro Tipo III Primera Corrida



Figura 235

Comparativo Estado Inicial y Final del Muro Tipo III Primera Corrida

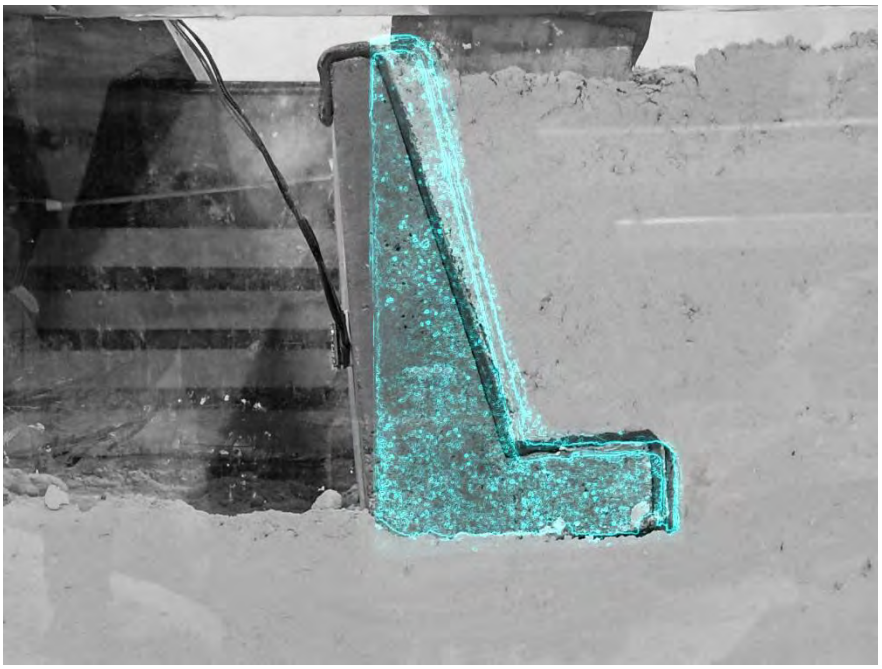


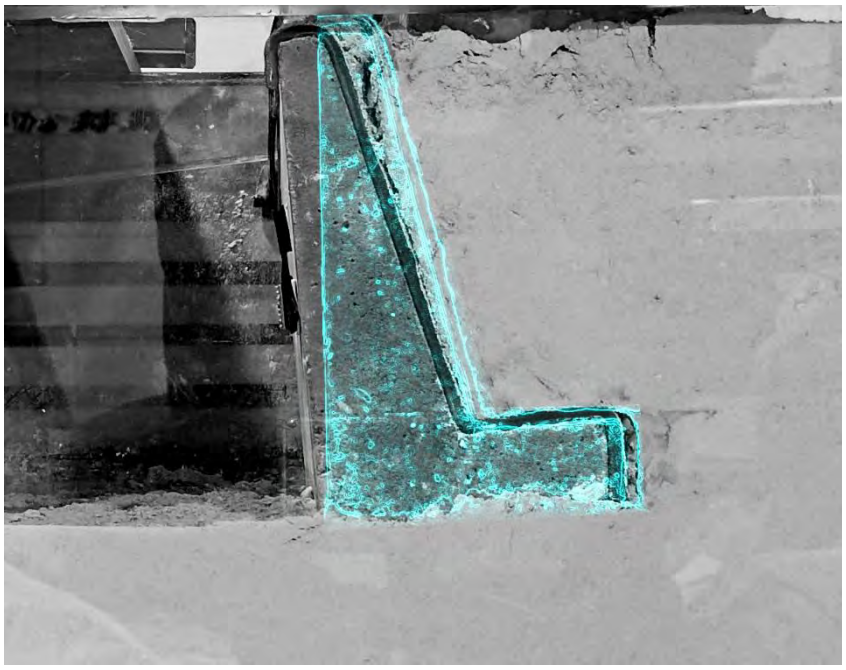
Figura 236

Estado Inicial y Final del Muro Tipo III Segunda Corrida



Figura 237

Comparativo Estado Inicial y Final del Muro Tipo III Segunda Corrida



En los ensayos del Muro Tipo III (muro solo con talón) en suelo cohesivo, la comparación fotográfica inicio–fin evidencian un incremento de la inclinación del muro hacia la cara libre, con un deslizamiento horizontal secundario de muy baja magnitud. El mayor desplazamiento horizontal en la corona del muro a comparación del desplazamiento horizontal de la base del muro es consistente con un componente rotacional predominante, mientras que el asentamiento global no se aprecia de forma significativa en las imágenes.

Además, esta lectura es coherente con los perfiles de deformación horizontal:

(i) Para el primer ensayo, se evidencia que para cargas bajas alrededor del 2% de la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) los desplazamientos se mantienen del orden del umbral de ruido instrumental (sin desplazamiento evidente). Mientras que a una fracción intermedia (≈56% de $\pi_{q_{crit}}$) el perfil muestra un deslizamiento horizontal considerable hacia la cara libre, lo cual es consistente con un comportamiento de deslizamiento horizontal. Finalmente, al aproximarse a $\pi_{q_{crit}}$ (≈100%), se evidencia un mayor desplazamiento horizontal de todo el bloque, prevaleciendo un evidente mayor desplazamiento en z = 0.75H (comportamiento rotacional).

(ii) Para el segundo ensayo se evidencia que para cargas alrededor del 3% de la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) los desplazamientos se mantienen del orden del umbral de ruido instrumental (sin desplazamiento evidente). Mientras que, a una fracción intermedia (≈61% de $\pi_{q_{crit}}$), el perfil muestra un mayor desplazamiento en z = 0.75H que en z = 0.35H, lo cual sugiere un comportamiento rotacional. Finalmente, al aproximarse a $\pi_{q_{crit}}$ (≈100%), se evidencia un mayor desplazamiento horizontal de todo el bloque, prevaleciendo un mayor

desplazamiento en z = 0.75H (comportamiento rotacional), acorde a lo observado en las fotografías.

En conjunto, el muro solo con talón (Tipo III) presenta un mecanismo predominante de pérdida de estabilidad por rotación hacia la cara libre, con un deslizamiento horizontal leve y, en caso del asentamiento, es no significativo.

Aunque en las fotografías el asentamiento global del muro no es muy perceptible, las curvas carga–asentamiento sí registran variaciones verticales marcadas al aproximarse a $\pi_{q_{crit}}$. Esta discrepancia se debe a que el movimiento global de este muro está dominado principalmente por la rotación, la cual genera cambios de cota en el punto de medición (corona de muro). En este sentido, el asentamiento vertical del muro se asocia a la inclinación del bloque, sin implicar únicamente un hundimiento generalizado de la cimentación. Por tanto, gran parte del asentamiento observado en las curvas carga–asentamiento se interpreta como consecuencia del mecanismo rotacional, modo dominante de pérdida de estabilidad en este tipo de muro.

5.2.5.1.4. Muro Tipo IV: configuración con puntera y talón

Figura 238

Estado Inicial y Final del Muro Tipo IV Primera Corrida



Figura 239

Comparativo Estado Inicial y Final del Muro Tipo IV Primera Corrida

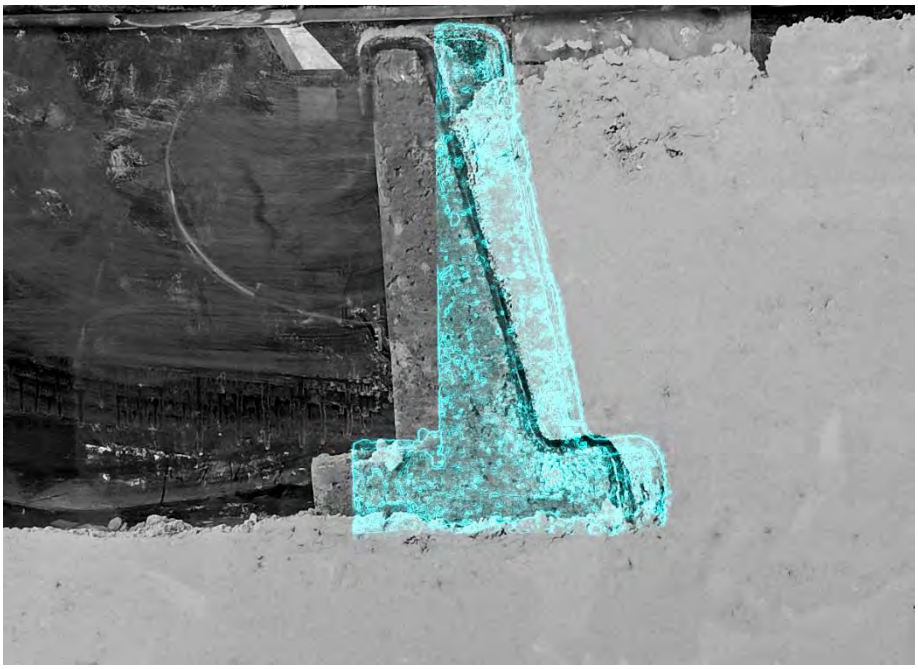


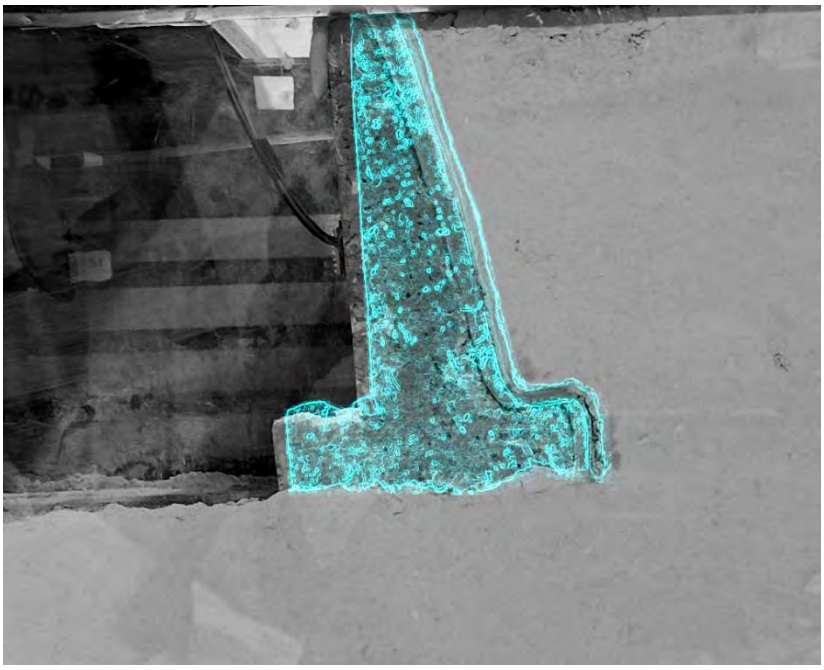
Figura 240

Estado Inicial y Final del Muro Tipo IV Segunda Corrida



Figura 241

Comparativo Estado Inicial y Final del Muro Tipo IV Segunda Corrida



En los ensayos del Muro Tipo IV (muro con puntera y talón) en suelo cohesivo, la comparación fotográfica inicio–fin evidencia una pérdida de estabilidad principalmente dominada por deslizamiento horizontal hacia la cara libre; junto de un asentamiento apreciable del bloque interpretado como empotramiento de la base por deformación del suelo de cimentación bajo la zona de apoyo, sin que ello reemplace el deslizamiento como mecanismo principal. De manera complementaria, se observa una inclinación del muro, relacionada a una componente rotacional de pérdida de estabilidad, puesto que se puede observar un mayor desplazamiento en la corona del muro que en su base

Además, esta lectura es coherente con los perfiles de deformación horizontal:

(i) Para el primer ensayo, se evidencia que para cargas alrededor del 34% de la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) se puede observar que el perfil del muro esta por detrás del rango de ruido instrumental. Sin embargo, más allá de representar un desplazamiento hacia el relleno, este comportamiento se atribuye principalmente al ruido inherente de los sensores, al no ser consistente con el registro fotográfico obtenido y de estar dentro del rango del máximo ruido instrumental esperable ($\pm$0.012). En el estado intermedio de 63% de $\pi_{q_{crit}}$, el perfil muestra mayor desplazamiento en z = 0.35H que en z = 0.75H, comportamiento atribuible también al ruido instrumental de los sensores pues estos datos se encuentran muy cercanos al umbral de ruido instrumental. Al llegar al valor de $\pi_{q_{crit}}$ (≈100%), se evidencia que el perfil está dentro del umbral de ruido instrumental; concluyéndose que en este ensayo los desplazamientos se dieron justo después de la carga crítica y no de forma progresiva como en los otros ensayos. Finalmente, en el perfil correspondiente al 107% de $\pi_{q_{crit}}$, se puede observar el mecanismo de falla del

muro. Se observa un deslizamiento horizontal considerable hacia la cara libre del muro, acompañado de una rotación igualmente hacia fuera del muro (desplazamiento horizontal mayor en z = 0.75H que en z = 0.35H).

(ii) Para el segundo ensayo, se evidencia que para las cargas correspondientes al 22%, 60% y el 100% de la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) los desplazamientos se mantienen dentro del umbral de ruido instrumental, es decir que no mostraron una evolución del desplazamiento evidente. Al igual que el primer ensayo de este tipo de muro, en este ensayo los desplazamientos se dieron justo después de la carga crítica y no de forma progresiva como en los otros ensayos. Finalmente, en el perfil correspondiente al 110% de $\pi_{q_{crit}}$, se puede observar el mecanismo de falla del muro. Se observa un deslizamiento horizontal considerable hacia la cara libre del muro, acompañado de una rotación igualmente hacia fuera del muro (desplazamiento horizontal mayor en z = 0.75H que en z = 0.35H).

En conjunto, el muro con puntera y talón (Tipo IV) presenta un mecanismo de pérdida de estabilidad predominante por deslizamiento horizontal con asentamiento secundario. Además, como mecanismo secundario leve se presentó una rotación hacia la cara libre.

5.2.5.2. Resumen de mecanismos de pérdida de estabilidad

Para poder sintetizar los mecanismos de pérdida de estabilidad observados en los ensayos a escala para cada tipo de muro, se organizó dichos resultados en una tabla resumen. Como se apreció en el análisis detallado de cada caso (en las secciones previas), la relación entre el comportamiento observado en las evidencias fotográficas y los perfiles de deformación horizontal resulta consistente; además de que se evidenció una repetitividad del comportamiento del muro consistente entre las 2 repeticiones realizadas para cada tipo de muro.

Tabla 123

Resumen de Mecanismos de Pérdida de Estabilidad por Tipo de Muro en Suelo Cohesivo

Tipo y/o Configuración del Muro Ensayado	Evolución de pérdida de estabilidad	Mecanismo predominante de pérdida de estabilidad	Mecanismos secundarios de pérdida de estabilidad
Muro Tipo I: configuración sin puntera ni talón	Progresiva	Rotación predominante del bloque hacia cara libre (**volcamiento**)	Traslación lateral secundaria (**deslizamiento**)
Muro Tipo II: configuración solo puntera	Progresiva	Traslación lateral predominante del bloque hacia cara libre (**deslizamiento**)	Asentamiento secundario; rotación secundaria leve
Muro Tipo III: configuración solo talón	Progresiva	Rotación predominante del bloque hacia cara libre (**volcamiento**)	Traslación lateral secundaria leve (**deslizamiento**)
Muro Tipo IV: configuración con puntera y talón	Súbita	Traslación lateral predominante del bloque hacia cara libre (**deslizamiento**)	Asentamiento secundario; rotación secundaria leve

Nota. se considera una evolución de pérdida de estabilidad "Progresiva" cuando en los perfiles de deformación previos a alcanzar el valor de $\pi_{q_{crit}}$ se observa una tendencia/evolución marcada de deformación del perfil; mientras que se considera una evolución de pérdida de estabilidad "Súbita" cuando en los perfiles de deformación previos a alcanzar el valor de $\pi_{q_{crit}}$ no se observa una tendencia/evolución marcada de deformación del perfil, sino que esta tendencia aparece una vez superado $\pi_{q_{crit}}$.

5.2.6. Síntesis de hallazgos en los ensayos realizados en suelo cohesivo

Para concluir la sección 5.2 de esta investigación, en la cual se analizaron los resultados de los ensayos realizados en suelo cohesivo, se presentan a continuación los hallazgos clave sobre el desempeño de los diferentes tipos de muro en función de los parámetros evaluados. Para ello, se consideran como criterios de referencia la magnitud de $\pi_{q_{crit}}$ como indicador de sobrecarga en el punto crítico y los índices adimensionales de deformación normalizados evaluados en dicha condición crítica. En consecuencia, el siguiente cuadro consolida los valores promedio por tipo de muro y su variación porcentual respecto al muro índice (Tipo I), a fin de facilitar la interpretación integrada del comportamiento y la comparación operativa entre configuraciones.

Tabla 124

Resumen de desempeño en suelo cohesivo

Tipo de muro	π_{qcrit}		$I\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$		$I\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$		$I\pi_{\Delta S1}$		$I\pi_{\Delta\theta}$		Ranking
	Promedio	Δ% vs Tipo I	Promedio	Δ% vs Tipo I	Promedio	Δ% vs Tipo I	Promedio	Δ% vs Tipo I	Promedio	Δ% vs Tipo I	
Muro Tipo I: configuración sin puntera ni talón	9.132	0.00%	0.0014	0.00%	0.00124	0.00%	0.0020	0.00%	0.0017	0.00%	2
Muro Tipo II: configuración solo puntera	5.228	-42.76%	0.0038	174.92%	0.00230	85.23%	0.0047	131.75%	0.0052	214.24%	4
Muro Tipo III: configuración solo talón	7.751	-15.12%	0.0022	62.18%	0.00125	0.42%	0.0052	155.44%	0.0029	76.06%	3
Muro Tipo IV: configuración con puntera y talón	13.789	50.99%	0.0003	-80.25%	0.00011	-91.31%	0.0020	-3.46%	0.0012	-28.51%	1

Notas. Δ% se calculó con respecto al muro Tipo I usando los promedios mostrados $\Delta\% = \frac{M_{tipo} - M_{tipoI}}{M_{tipoI}} \times 100\%$. Para $\pi_{q_{crit}}$ valores positivos indican mayor capacidad (mejor). Para los índices de deformación, valores negativos indican reducción de deformaciones (mejor).

Con base en la comparación integrada de $\pi_{q_{crit}}$ y de los índices normalizados en condición crítica, el desempeño en suelo cohesivo se ordena de manera consistente conforme al ranking mostrado en la siguiente figura. En términos de capacidad, el Muro Tipo IV presenta el mayor incremento de $\pi_{q_{crit}}$ respecto al muro índice (Tipo I), mientras que los Tipos II y III evidencian reducciones de capacidad. En términos de control deformacional en la condición crítica, el Muro Tipo IV muestra las reducciones más marcadas en desplazamientos horizontales en z = 0.75H y z = 0.35H, y una reducción de rotación respecto al Tipo I; en contraste, el Muro Tipo II concentra los incrementos más altos de deformación normalizada. En conjunto, la síntesis confirma que, para el suelo cohesivo ensayado, la configuración con puntera y talón presenta el comportamiento relativo más favorable, mientras que la configuración solo puntera presenta el comportamiento menos favorable, de acuerdo con los indicadores evaluados.

Figura 242

Matriz de Desempeño Relativo en Suelo Cohesivo

Tipo de muro	π_{qcrit} vs Tipo I	$I\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$ vs Tipo I	$I\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$ vs Tipo I	$I\pi_{\Delta S1}$ vs Tipo I	$I\pi_{\Delta\theta}$ vs Tipo I	Ranking
Muro Tipo I: configuración sin puntera ni talón	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	2
Muro Tipo II: configuración solo puntera	-42.76%	174.92%	85.23%	131.75%	214.24%	4
Muro Tipo III: configuración solo talón	-15.12%	62.18%	0.42%	155.44%	76.06%	3
Muro Tipo IV: configuración con puntera y talón	50.99%	-80.25%	-91.31%	-3.46%	-28.51%	1

Leyenda:



Nota. Los porcentajes representan la variación relativa respecto al muro índice (Tipo I), calculada con valores promedio en condición $\pi_{q_{crit}}$, valores positivos indican incremento de capacidad (mejor desempeño) y valores negativos indican reducción. En los índices de deformación, valores negativos indican reducción de deformaciones (mejor desempeño) y valores positivos indican incremento de deformaciones.

5.3. Comportamiento de los muros en suelo granular

5.3.1. Evolución del desplazamiento horizontal en z = 0.75H

En estas graficas se aprecia que para los primeros escalones de sobrecarga adimensional ($\pi_{q_{crit}}$), los muros presentan desplazamientos horizontales adimensionales de baja magnitud y evolución relativamente gradual. Conforme $\pi_{q_{crit}}$ aumenta, las curvas muestran un cambio de pendiente que se traduce en una caída abrupta (incremento súbito del desplazamiento), interpretada como el inicio de la inestabilidad global del sistema muro–relleno, coherente con el criterio de identificación de carga crítica por tramos aplicado en el capítulo de suelo cohesivo.

No obstante, la forma de manifestación de este cambio no fue uniforme entre las corridas, existieron excepciones como el Muro Tipo I en su segunda corrida mostró una evolución más progresiva; y el Muro Tipo II presentó incrementos progresivos. En suma, la determinación de $\pi_{q_{crit}}$ se efectuó mediante el criterio uniforme de análisis de pendientes por tramos.

En resumen, los valores de la carga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) identificados para cada caso fueron:

Tabla 125

Sobrecarga Crítica Adimensional por Tipo de Muro en Suelo Granular

	TIPO DE MURO			
Corrida	**Tipo I**	**Tipo II**	**Tipo III**	**Tipo IV**
1	1.636	1.260	2.576	2.200
2	1.824	1.072	3.140	2.106
PROMEDIO	1.730	1.166	2.858	2.153

Se tomó como muro índice al Muro Tipo I (muro sin puntera ni talón) y se compararon los valores promedio de la carga adimensional crítica ($\pi_{q_{crit}}$) obtenidos para cada configuración. De este análisis se obtuvo que:

iv. El muro tipo II (muro con puntera) reduce en 32.61% la carga crítica adimensional alcanzada en suelo granular, respecto al muro índice.

v. El muro tipo III (muro con talón) incrementa en 65.21% la carga crítica adimensional alcanzada en suelo granular, respecto al muro índice.

vi. El muro tipo IV (muro con puntera y talón) incrementa en 24.46% la carga crítica adimensional alcanzada en suelo granular, respecto al muro índice.

Estos resultados evidencian que en suelo granular la incorporación de un talón grande ayuda significativamente a incrementar la sobrecarga critica a la cual puede llegar el muro antes de movilizar su falla global; además la combinación de puntera y talón también incrementa la sobrecarga critica.

De una forma similar, con el fin de analizar la respuesta de cada muro, se organizó los valores del desplazamiento horizontal adimensional en 0.75H alcanzado para el valor de la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) para cada tipo de muro y cada corrida experimental:

Tabla 126

Desplazamiento Horizontal Adimensional ($\pi_{\Delta S_{z=0.75H}}$) en Suelo Granular

	TIPO DE MURO			
Corrida	**Tipo I**	**Tipo II**	**Tipo III**	**Tipo IV**
1	-0.039	-0.031	-0.036	-0.040
2	-0.038	-0.014	-0.028	-0.013
PROMEDIO	-0.038	-0.022	-0.032	-0.027

Cabe destacar que los signos negativos representan desplazamiento hacia afuera del relleno del trasdós de los muros ensayados, y que valores positivos representan desplazamientos hacia adentro del relleno del trasdós de los muros ensayados.

Posteriormente, a partir de estos resultados, se procedió a normalizarlos por sus respectivos valores de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) para obtener los índices de desplazamientos normalizados, a través de la siguiente fórmula:

$$I_{\pi_{\Delta S_{z=0.75H}}} = \frac{\left|\pi_{\Delta S_{z=0.75H}}\right|}{\pi_{q_{crit}}}$$

De esta forma se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 127

Índices de Desplazamiento Horizontal Adimensional ($\pi_{\Delta S_{z=0.75H}}$) en Suelo Granular

	TIPO DE MURO			
Corrida	**Tipo I**	**Tipo II**	**Tipo III**	**Tipo IV**
1	0.024	0.025	0.014	0.018
2	0.021	0.013	0.009	0.006
PROMEDIO	0.022	0.019	0.011	0.012

Considerando como muro índice al Muro Tipo I (muro sin puntera ni talón), se compararon los valores promedio de los índices de desplazamiento normalizados en 0.75H ($\pi_{\Delta S_{z=0.75H}}$) obtenidos para cada configuración. Obteniendo los siguientes resultados:

iv. El muro tipo II (muro con puntera) reduce en 16.10% el índice de desplazamiento horizontal en 0.75H del muro cuando se alcanza la carga crítica adimensional en suelo granular, respecto al muro índice.

v. El muro tipo III (muro con talón) reduce en 48.57% el índice de desplazamiento horizontal en 0.75H del muro cuando se alcanza la carga crítica adimensional en suelo granular, respecto al muro índice.

vi. El muro tipo IV (muro con puntera y talón) reduce en 44.78% el índice de desplazamiento horizontal en 0.75H del muro cuando se alcanza la carga crítica adimensional en suelo granular, respecto al muro índice.

Estos resultados evidencian que la incorporación únicamente de puntera o únicamente de talón o la incorporación de ambos elementos en suelos granulares reducen el valor del índice de desplazamiento horizontal en 0.75H, es decir se generan menores desplazamientos por cada unidad de sobrecarga sobre el trasdós del muro

5.3.2. Evolución del desplazamiento horizontal en z = 0.35H

En estas gráficas se observó que el desplazamiento horizontal correspondiente a la altura intermedia del muro (z = 0.35H) presenta, en general, una evolución similar que la registrada en 0.75H. A medida que la sobrecarga adimensional (π_q) se aproximaba a la carga crítica, las curvas comienzan a inclinarse, aunque con valores inferiores a las observadas en 0.75H.

El cambio de pendiente asociado al inicio de la inestabilidad global también se refleja en este nivel de altura. Se recopiló en el siguiente cuadro el valor medio del desplazamiento horizontal adimensional en 0.35H ($\pi_{\Delta S_{z=0.35H}}$) correspondiente a la carga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) (calculada en la sección anterior) de cada tipo de muro y en cada una de las corridas del ensayo en suelo granular.

Tabla 128

Desplazamiento Horizontal Adimensional ($\pi_{\Delta S_{z=0.35H}}$) por Tipo de Muro en Suelo Granular

	TIPO DE MURO			
Corrida	**Tipo I**	**Tipo II**	**Tipo III**	**Tipo IV**
1	-0.034	-0.027	-0.024	-0.048
2	-0.025	-0.009	-0.024	-0.012
PROMEDIO	-0.029	-0.018	-0.024	-0.030

Cabe destacar que los signos negativos representan desplazamiento hacia afuera del relleno del trasdós de los muros ensayados, y que valores positivos representan desplazamientos hacia adentro del relleno del trasdós de los muros ensayados. En caso de la segunda corrida del muro

tipo II (solo puntera) el valor es pequeño, se presume que predomino una falla por rotación lo que hizo que el muro prácticamente no se desplace en la parte inferior.

Posteriormente estos valores son normalizados por sus respectivos valores de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) para obtener los índices de desplazamientos normalizados, a través de la siguiente fórmula:

$$I_{\pi_{\Delta S_{z=0.35H}}} = \frac{\left|\pi_{\Delta S_{z=0.35H}}\right|}{\pi_{q_{crit}}}$$

De esta forma se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 129

Índices de Desplazamiento Horizontal Adimensional ($\pi_{\Delta S_{z=0.35H}}$) en suelo granular

	TIPO DE MURO			
Corrida	**Tipo I**	**Tipo II**	**Tipo III**	**Tipo IV**
1	0.021	0.021	0.009	0.022
2	0.014	0.008	0.008	0.006
PROMEDIO	0.017	0.015	0.008	0.014

Considerando como muro índice al Muro Tipo I (muro sin puntera ni talón), se compararon los valores promedio de los índices de desplazamiento normalizados en 0.35H ($\pi_{\Delta S_{z=0.35H}}$) obtenidos para cada configuración, generándose los siguientes resultados:

i. El muro tipo II (muro con puntera) reduce en 13.52% el índice de desplazamiento horizontal en 0.35H del muro, cuando se alcanza la carga crítica adimensional en suelo granular, respecto al muro índice.

ii. El muro tipo III (muro con talón) reduce en 50.84% el índice de desplazamiento horizontal en 0.35H del muro, cuando se alcanza la carga crítica adimensional en suelo granular, respecto al muro índice.

iii. El muro tipo IV (muro con puntera y talón) reduce en 19.55% el índice de desplazamiento horizontal en 0.35H del muro, cuando se alcanza la carga crítica adimensional en suelo granular, respecto al muro índice.

Los resultados evidencian que la incorporación únicamente de puntera o únicamente de talón o de ambos elementos reduce el valor del índice de desplazamiento horizontal medido a 0.35H de altura. Específicamente, en comparación con el muro índice (sin puntera y talón), el muro con talón exhibe una reducción en el índice de desplazamiento horizontal notablemente mayor en el punto 0.35H por cada unidad de sobrecarga aplicada sobre el trasdós.

5.3.3. Evolución del asentamiento vertical

Las curvas de asentamiento vertical adimensional ($\pi_{\Delta S1}$) muestran, en todos los casos, una tendencia globalmente creciente con el incremento de la sobrecarga adimensional (π_q). En los primeros escalones de carga se registran asentamientos de pequeña magnitud, en algunos casos incluso con valores levemente negativos, atribuibles al ruido de medición del sensor. A partir de ciertos niveles de sobrecarga, el incremento de "$\pi_{\Delta S1}$" se vuelve progresivamente más pronunciado, especialmente cerca a los valores de la sobrecarga crítica ($\pi_{q_{crit}}$), sin embargo, la caída es progresiva y no abrupta.

Una particularidad relevante corresponde al Muro Tipo IV en ambas corridas, cuyas curvas presentan incrementos bruscos del asentamiento después de haberse acumulado deformaciones verticales apreciables. En ambos casos, el asentamiento vertical evidencia un desempeño desfavorable de esta configuración frente a dicho indicador.

Se recopiló en el siguiente cuadro el valor medio del asentamiento vertical adimensional ($\pi_{\Delta S1}$) correspondiente a la carga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$), de cada tipo de muro y en cada una de las corridas del ensayo en suelo granular:

Tabla 130

Asentamiento Vertical Adimensional ($\pi_{\Delta S1}$) en Suelo Granular

	TIPO DE MURO			
Corrida	**Tipo I**	**Tipo II**	**Tipo III**	**Tipo IV**
1	0.038	0.033	0.035	0.072
2	0.021	0.016	0.041	0.068
PROMEDIO	0.030	0.024	0.038	0.070

Posteriormente estos valores son normalizados por sus respectivos valores de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) para obtener los índices de asentamientos verticales normalizados, a través de la siguiente fórmula:

$$I_{\pi_{\Delta S1}} = \frac{|\pi_{\Delta S1}|}{\pi_{q_{crit}}}$$

De esta forma se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 131

Índice de Asentamiento Vertical Adimensional ($\pi_{\Delta S1}$) en Suelo Granular

	TIPO DE MURO			
Corrida	**Tipo I**	**Tipo II**	**Tipo III**	**Tipo IV**
1	0.023	0.026	0.014	0.033
2	0.012	0.015	0.013	0.032
PROMEDIO	0.018	0.020	0.013	0.032

Los valores positivos de los asentamientos adimensionales calculados representan el hundimiento de los muros de contención estudiados. Si bien en las gráficas hay datos negativos, estos se debieron al ruido inherente del sensor de distancia; sin embargo, no afectaron los datos del cuadro anterior.

Considerando como muro índice al Muro Tipo I (muro sin puntera ni talón), se compararon los valores promedio de los índices de asentamiento vertical adimensional ($\pi_{\Delta S1}$) calculados para cada configuración, obteniendo los siguientes resultados:

i. El muro tipo II (muro con puntera) incrementa en 16.02% el índice de asentamiento vertical adimensional del muro cuando se alcanza la carga crítica adimensional en suelo granular, respecto al muro índice.

ii. El muro tipo III (muro con talón) reduce en 23.73% el índice de asentamiento vertical adimensional del muro cuando se alcanza la carga crítica adimensional en suelo granular, respecto al muro índice.

iii. El muro tipo IV (muro con puntera y talón) incrementa en 84.44% el índice de asentamiento vertical adimensional del muro cuando se alcanza la carga crítica adimensional en suelo granular, respecto al muro índice.

Estos resultados indican que la incorporación de solamente puntera o de puntera y talón, aumenta el índice de asentamiento vertical, es decir, se incrementa el asentamiento vertical del muro por cada unidad de sobrecarga aplicada sobre el trasdós. Con la consideración de que el muro con puntera y talón alcanzo una sobrecarga critica más grande

En cambio, el muro tipo III (muro con talón) reduce el índice de asentamiento vertical respecto al muro tipo I (sin puntera ni talón), lo cual indica que para una sobrecarga critica su desplazamiento es inferior.

5.3.4. Análisis de la rotación adimensional del muro

La rotación adimensional del muro ($\pi_{\Delta\theta}$) presentó, en todos los ensayos, valores iniciales muy próximos a cero, coherentes con un comportamiento predominantemente rígido del paramento bajo cargas bajas. Conforme aumenta la sobrecarga adimensional (π_q), las curvas comienzan a mostrar un incremento gradual de $\pi_{\Delta\theta}$, en general con signo negativo, lo que indica un giro del muro alejándose del relleno, asociado a un estado de empuje activo movilizado progresivamente.

Cuando las gráficas llegan a dicho valor de "$\pi_{q_{crit}}$" se evidencia el comienzo de una etapa de crecimiento abrupto de la rotación adimensional ($\pi_{\Delta\theta}$).

Las únicas excepciones corresponden a la primera corrida del muro tipo IV (muro con puntera y talón), en la que el cambio de pendiente se produce de forma gradual para valores de "π_q" mayores a la sobrecarga crítica calculada previamente. Esto evidencia un comportamiento más dúctil y progresivo frente a la rotación; no obstante, utilizar "$\pi_{q_{crit}}$" definida en las secciones previas resulta un criterio conservador y consistente para comparar todas las configuraciones.

Se recopiló en el siguiente cuadro el valor medio de la rotación adimensional ($\pi_{\Delta\theta}$) correspondiente a la carga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$), de cada tipo de muro y en cada una de las corridas del ensayo en suelo granular.

Tabla 132

Rotación Adimensional ($\pi_{\Delta\theta}$) en Suelo Granular

	TIPO DE MURO			
Corrida	**Tipo I**	**Tipo II**	**Tipo III**	**Tipo IV**
1	-0.031	-0.013	-0.024	-0.035
2	-0.026	-0.011	-0.019	-0.009
PROMEDIO	-0.028	-0.012	-0.022	-0.022

Los valores negativos de las rotaciones adimensionales calculadas representan un giro hacia afuera del trasdós de relleno de los muros, mientras que valores positivos representan el giro hacia adentro del trasdós de relleno de los muros. Sin embargo, las pocas rotaciones positivas observadas en los gráficos se dieron por el ruido inherente del sensor de giro de 0.004 radianes.

Posteriormente estos valores fueron normalizados por sus respectivos valores de sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$) para obtener los índices de rotación normalizados, a través de la siguiente fórmula:

$$I_{\pi_{\Delta\theta}} = \frac{|\pi_{\Delta\theta}|}{\pi_{q_{crit}}}$$

De esta forma se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 133

Índice de Rotación Adimensional ($\pi_{\Delta\theta}$) en Suelo Granular

	TIPO DE MURO			
Corrida	**Tipo I**	**Tipo II**	**Tipo III**	**Tipo IV**
1	0.019	0.011	0.009	0.016
2	0.014	0.010	0.006	0.004
PROMEDIO	0.017	0.011	0.008	0.010

Considerando como muro índice al Muro Tipo I (muro sin puntera ni talón), se compararon los valores promedio de los índices de rotación adimensional ($\pi_{\Delta\theta}$) calculados para cada configuración, obteniendo los siguientes resultados:

i. El muro tipo II (muro con puntera) reduce en 36.17% el índice de rotación adimensional del muro cuando se alcanza la carga crítica adimensional en suelo granular, respecto al muro índice.

ii. El muro tipo III (muro con talón) reduce en 53.48% el índice de rotación adimensional del muro cuando se alcanza la carga crítica adimensional en suelo granular, respecto al muro índice.

iii. El muro tipo IV (muro con puntera y talón) reduce en 38.96% el índice de rotación adimensional del muro cuando se alcanza la carga crítica adimensional en suelo granular, respecto al muro índice.

Estos resultados indican que la incorporación únicamente de puntera o únicamente de talón o la incorporación de puntera y talón combinados, tienden a reducir el índice de rotación, es decir, la rotación del muro por cada unidad de sobrecarga aplicada.

5.3.5. Mecanismo de inestabilidad observado

El mecanismo de inestabilidad de los modelos de muro ensayados en suelo granular fue identificado siguiendo el mismo procedimiento metodológico descrito previamente para el caso de suelo cohesivo. No obstante, en esta sección el análisis se enfoca exclusivamente en el comportamiento observado cuando el relleno corresponde a un material granular.

Para cada corrida experimental se analizaron las imágenes correspondientes al estado inicial del modelo (sin sobrecarga) y al estado final del ensayo, las cuales fueron superpuestas mediante el software ImageJ/Fiji, utilizando la representación del estado final en escala de grises y el contorno inicial resaltado en color. Esta superposición permitió visualizar de manera clara los desplazamientos e inclinaciones experimentados por el muro durante el proceso de carga.

Adicionalmente, el análisis fue corroborado mediante los perfiles de deformación horizontal registrados a $z = 0.35H$ y $z = 0.75H$, así como mediante la revisión de los videos obtenidos durante la ejecución de los ensayos, lo que permitió identificar con mayor precisión la evolución del movimiento del muro a medida que la sobrecarga se aproximaba a su valor crítico.

A partir de esta información se determinó el mecanismo predominante de inestabilidad, evaluando la contribución relativa de deslizamiento, rotación y asentamiento, para cada una de las configuraciones de muro analizadas.

5.3.5.1. Análisis del mecanismo de falla

5.3.5.1.1. Muro Tipo I: configuración sin puntera ni talón

Figura 243

Estado Inicial y Final del Muro Tipo I Primera Corrida Suelo Granular



Figura 244

Comparativo entre Estado Inicial y Final del Muro Tipo I Primera Corrida - Suelo Granular

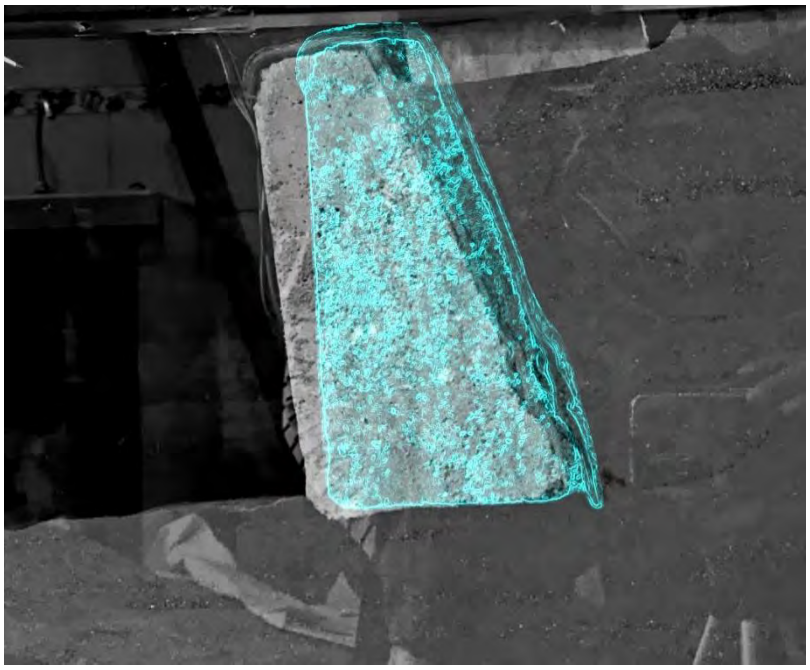


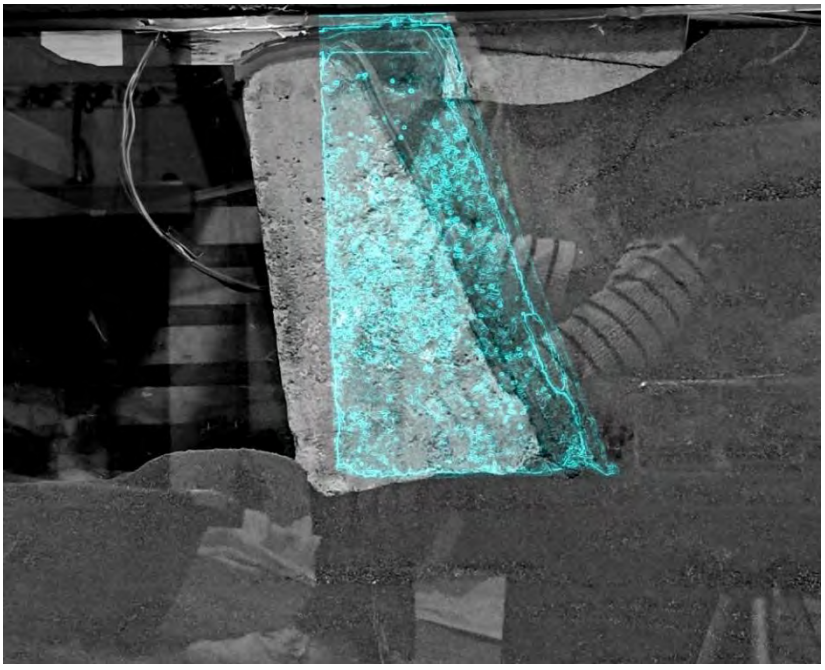
Figura 245

Estado Inicial y Final del Muro Tipo I Segunda Corrida - Suelo Granular



Figura 246

Comparativo entre Estado Inicial y Final del Muro Tipo I Segunda Corrida Suelo Granular



En la primera corrida, la comparación entre el estado inicial y final del modelo muestra una traslación lateral predominante del bloque, acompañada por una rotación secundaria. La superposición de imágenes permite distinguir con claridad que el muro se desplaza hacia la cara libre y que la parte superior presenta una ligera variación de inclinación respecto a la posición inicial, sin evidencia de que el movimiento vertical haya controlado la pérdida de estabilidad. Esta lectura se corrobora con los perfiles de deformación horizontal, en los cuales los desplazamientos en ambos niveles instrumentados aumentan progresivamente en magnitud al incrementarse la sobrecarga, pasando de $\pi\Delta S(z=0.35H) = -0.003$ y $\pi\Delta S(z=0.75H) = -0.003$ al 31% de la carga crítica, a -0.016 y -0.018 al 66%, hasta alcanzar -0.034 y -0.039 al 100% de la carga crítica. La similitud entre los desplazamientos medidos a $z = 0.35H$ y $z = 0.75H$ indica que el movimiento dominante corresponde a una traslación lateral del muro, aunque con una componente rotacional menor, por lo que el mecanismo observado es compatible principalmente con falla por deslizamiento, con participación secundaria de volcamiento.

En la segunda corrida, se observa nuevamente una traslación lateral predominante del bloque, esta vez con una rotación secundaria más perceptible en la comparación visual y en la superposición de imágenes. El contorno inicial superpuesto sobre el estado final evidencia que el muro avanzó lateralmente hacia la cara libre y que el extremo superior experimentó una inclinación algo más marcada que en la primera corrida, aunque sin mostrar un patrón de hundimiento que permita atribuir la inestabilidad a un asentamiento dominante. Los perfiles de deformación horizontal confirman esta tendencia, ya que los desplazamientos evolucionan desde $\pi\Delta S(z=0.35H) = 0.000$ y $\pi\Delta S(z=0.75H) = -0.004$ al 28% de la carga crítica, hasta -0.014 y -0.021 al 59%, y finalmente -0.025 y -0.038 al 100% de la carga crítica. La diferencia creciente entre los valores registrados en la parte media y superior del muro sugiere que, además de la traslación lateral, se desarrolló una rotación secundaria más evidente; sin embargo, el comportamiento global sigue

siendo consistente con un mecanismo predominantemente asociado a falla por deslizamiento, acompañado por una componente de volcamiento de mayor intensidad relativa que en la primera corrida.

En conjunto, ambas corridas muestran que el Muro Tipo I en suelo granular presenta como mecanismo de inestabilidad dominante una traslación lateral predominante del bloque (falla por deslizamiento), con una rotación secundaria (componente de volcamiento) y sin evidencia de un asentamiento que controle la pérdida de estabilidad. Este comportamiento es coherente con una configuración sin puntera ni talón, donde la capacidad de oposición al empuje lateral depende esencialmente del rozamiento basal y de la estabilidad global del bloque, siendo el deslizamiento uno de los modos clásicos de agotamiento más representativos en este tipo de sistemas.

5.3.5.1.2. Muro Tipo II: configuración solo puntera

Figura 247

Estado Inicial y Final del Muro Tipo II Primera Corrida Suelo Granular



Figura 248

Comparativo Estado Inicial y Final del Muro Tipo II Primera Corrida Suelo Granular

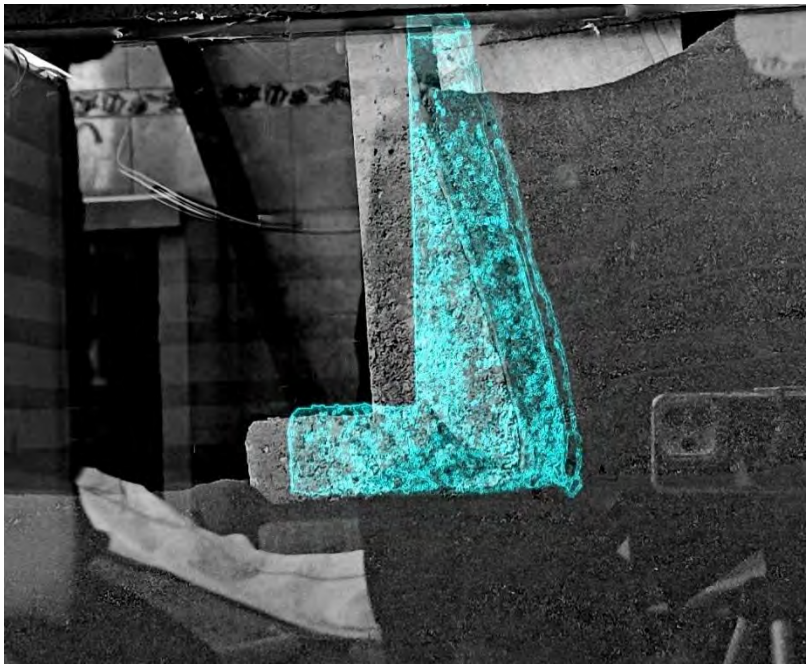


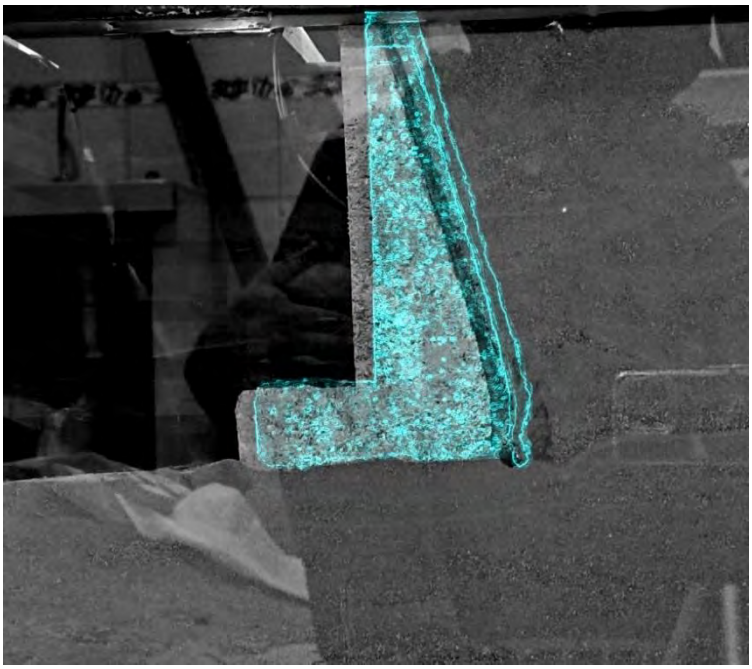
Figura 249

Estado Inicial y Final del Muro Tipo II Segunda Corrida Suelo Granular



Figura 250

Comparativo Estado Inicial y Final del Muro Tipo II Segunda Corrida Suelo Granular



En la primera corrida, la comparación entre el estado inicial y final del modelo evidencia una traslación lateral predominante del bloque, acompañada por una rotación secundaria de baja magnitud. La superposición de imágenes permite distinguir que el muro se desplaza hacia la cara libre manteniendo una geometría global relativamente estable, sin mostrar una inclinación excesiva ni un descenso de base leve que sugiere un asentamiento leve. Esta lectura se corrobora con los perfiles de deformación horizontal, los cuales muestran un incremento progresivo de los desplazamientos al aumentar la sobrecarga, pasando de valores prácticamente nulos al 25% de la carga crítica $\pi\Delta S(z=0.35H) = -0.001$ y $\pi\Delta S(z=0.75H) = 0.001$, a -0.008 y -0.007 al 55%, y alcanzando finalmente -0.027 y -0.031 al 100% de la carga crítica. La cercanía entre los desplazamientos registrados a $z = 0.35H$ y $z = 0.75H$ indica que el movimiento dominante corresponde a una traslación lateral del muro, con una componente rotacional secundaria poco marcada; por ello, el mecanismo observado es compatible principalmente con falla por deslizamiento, con participación menor de volcamiento y asentamiento.

En la segunda corrida, se observa un comportamiento general consistente con el de la primera, aunque con una respuesta de menor magnitud y con una componente rotacional secundaria relativamente más perceptible y un asentamiento leve. Las fotografías inicial y final, junto con la superposición de imágenes, muestran nuevamente un avance lateral del muro hacia la cara libre, sin que se aprecie un hundimiento significativo de la base. Los perfiles de deformación horizontal confirman esta tendencia: al 30% de la carga crítica se registran valores cercanos al umbral de ruido $\pi\Delta S(z=0.35H) = 0.002$ y $\pi\Delta S(z=0.75H) = 0.004$; luego, al 65%, los desplazamientos pasan a -0.005 y -0.006; y finalmente, al 100% de la carga crítica, alcanzan -0.009 y -0.014. La diferencia entre ambos niveles instrumentados, aunque no muy grande, muestra una mayor magnitud de desplazamiento en la parte superior del muro, lo que sugiere una rotación secundaria algo más marcada que en la primera corrida. Sin embargo, el comportamiento global sigue siendo consistente

con una traslación lateral predominante del bloque (falla por deslizamiento), acompañada por una componente de volcamiento de menor magnitud y asentamiento leve.

En conjunto, ambas corridas muestran que el Muro Tipo II en suelo granular presenta como mecanismo de inestabilidad dominante una traslación lateral predominante del bloque, correspondiente principalmente a falla por deslizamiento, acompañada por una rotación secundaria (componente de volcamiento) y un leve asentamiento. Este comportamiento resulta coherente con una configuración que incorpora únicamente puntera, la cual puede contribuir parcialmente a mejorar la estabilidad global del bloque, aunque sin modificar el hecho de que el modo de respuesta frente al incremento del empuje lateral siga estando controlado principalmente por el desplazamiento horizontal del sistema.

5.3.5.1.3. Muro Tipo III: configuración solo talón

Figura 251

Estado Inicial y Final del Muro Tipo III Primera Corrida Suelo Granular



Figura 252

Comparativo Estado Inicial y Final del Muro Tipo III Primera Corrida Suelo Granular

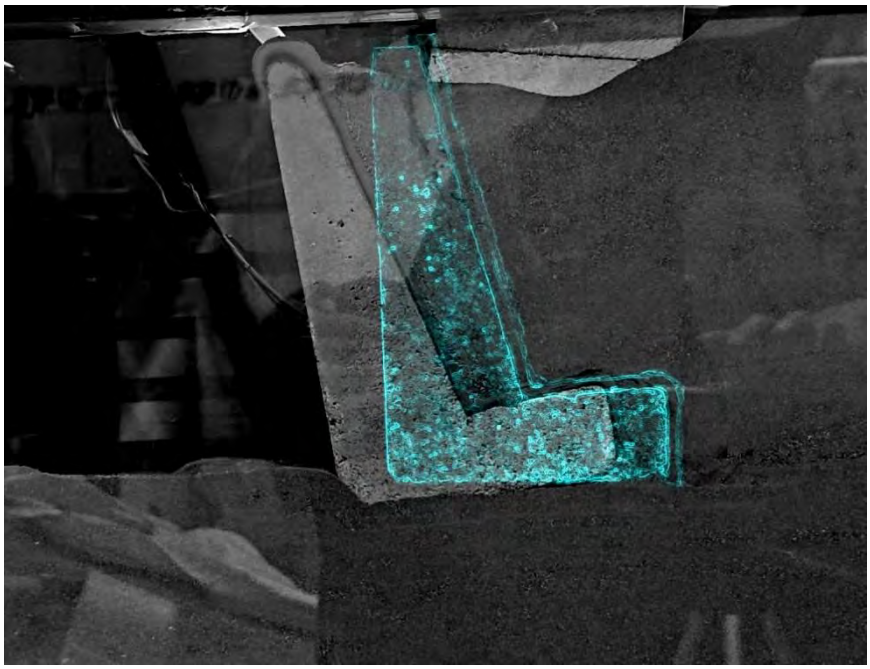


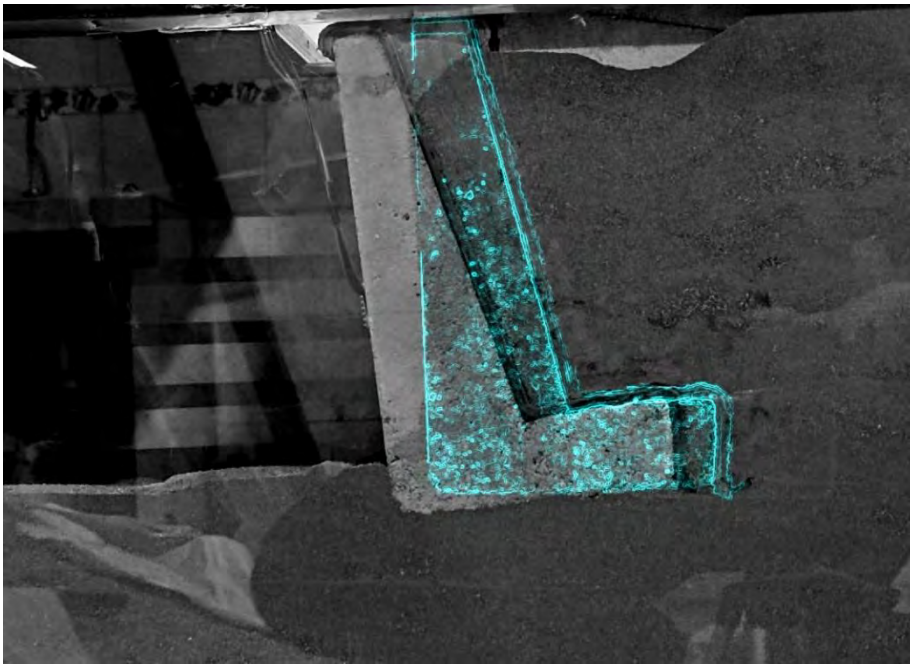
Figura 253

Estado Inicial y Final del Muro Tipo III Segunda Corrida Suelo Granular



Figura 254

Comparativo Estado Inicial y Final del Muro Tipo III Segunda Corrida Suelo Granular



En la primera corrida, la comparación entre el estado inicial y final del modelo evidencia una rotación predominante del bloque, acompañada por una traslación lateral secundaria hacia la cara libre. La superposición de imágenes muestra que el muro no solo avanza lateralmente, sino que incrementa de forma apreciable su inclinación, siendo más notorio el desplazamiento en la parte superior que en la zona media del alzado. Esta lectura se corrobora con los perfiles de deformación horizontal, en los cuales los desplazamientos evolucionan desde valores cercanos al umbral de ruido al 27% de la carga crítica $\pi\Delta S(z=0.35H)=0.002$ y $\pi\Delta S(z=0.75H)=0.001$, hasta -0.010 y -0.010 al 60%, y finalmente -0.024 y -0.036 al 100% de la carga crítica. La diferencia registrada en el estado final, con mayor magnitud de desplazamiento en $z = 0.75H$, indica que el movimiento dominante corresponde a una rotación del bloque, por lo que el mecanismo observado es compatible principalmente con falla por volcamiento, acompañada por una componente secundaria de deslizamiento.

En la segunda corrida, se observa un comportamiento consistente con el de la primera, manteniéndose una rotación predominante del bloque con traslación lateral secundaria. Las fotografías inicial y final, así como la superposición de imágenes, evidencian nuevamente una inclinación más marcada del muro hacia la cara libre, sin que se aprecie un hundimiento significativo de la base que permita atribuir la inestabilidad a un asentamiento dominante. Los perfiles de deformación horizontal confirman esta tendencia, mostrando desplazamientos de $\pi\Delta S(z=0.35H) = -0.001$ y $\pi\Delta S(z=0.75H) = -0.003$ al 28% de la carga crítica, -0.006 y -0.012 al 58%, y -0.024 y -0.028 al 100% de la carga crítica. Aunque la diferencia entre ambos niveles en esta corrida es menor que en la primera al acercarse al estado final, el hecho de que el desplazamiento superior siga siendo mayor que el inferior confirma una respuesta con componente rotacional predominante, compatible principalmente con falla por volcamiento, acompañada por una traslación lateral secundaria.

En conjunto, ambas corridas muestran que el Muro Tipo III en suelo granular presenta como mecanismo de inestabilidad dominante una rotación predominante del bloque (falla por volcamiento), acompañada por una traslación lateral secundaria (componente de deslizamiento) y sin evidencia de asentamiento dominante. Este comportamiento resulta coherente con una configuración que incorpora únicamente talón, ya que dicho elemento modifica la distribución de masas y la forma en que el bloque responde frente al incremento del empuje lateral, permitiéndole alcanzar una sobrecarga crítica mayor que otras configuraciones, aunque aproximándose a la inestabilidad mediante un patrón cinemático más rotacional.

5.3.5.1.4. Muro Tipo IV: configuración con puntera y talón

Figura 255

Estado Inicial y Final del Muro Tipo IV Primera Corrida Suelo Granular



Figura 256

Comparativo Estado Inicial y Final del Muro Tipo IV Primera Corrida Suelo Granular

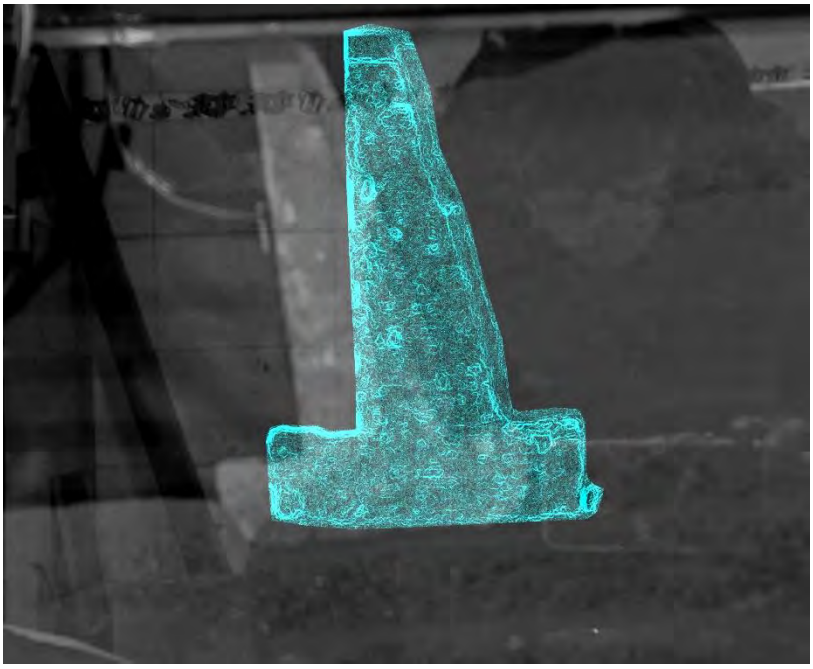


Figura 257

Estado Inicial y Final del Muro Tipo IV Segunda Corrida Suelo Granular



Figura 258

Comparativo Estado Inicial y Final del Muro Tipo IV Segunda Corrida Suelo Granular



En la primera corrida, la comparación entre el estado inicial y final del modelo evidencia una traslación lateral predominante del bloque, acompañada por una rotación secundaria de baja magnitud y un asentamiento mucho más perceptible. La superposición de imágenes permite distinguir que el muro se desplaza hacia la cara libre manteniendo una geometría global relativamente estable, sin mostrar una inclinación excesiva, pero si un descenso de base que sugiere un asentamiento moderado. Esta lectura se corrobora con los perfiles que, al incrementarse la sobrecarga, los desplazamientos evolucionan desde valores prácticamente nulos al 32% de la carga crítica $\pi\Delta S(z=0.35H) = 0.001$ y $\pi\Delta S(z=0.75H) = 0.001$, hasta -0.014 y -0.010 al 62%, y finalmente -0.048 y -0.040 al 100% de la carga crítica. La mayor magnitud de desplazamiento en $z = 0.35H$ respecto de $z = 0.75H$ indica que el muro no experimentó una rotación predominante, sino más bien una traslación lateral predominante del bloque, con una rotación de baja magnitud. No obstante, al considerar el desempeño global del muro en suelo granular, debe reconocerse que esta configuración también desarrolla una componente vertical apreciable, por lo que en esta corrida el mecanismo se interpreta como compatible principalmente con falla por deslizamiento, acompañada de asentamiento secundario relevante.

En la segunda corrida, se observa un comportamiento general consistente con el de la primera, aunque con una respuesta de mayor magnitud y con una componente de asentamiento secundaria de baja magnitud. Las fotografías inicial y final, junto con la superposición de imágenes, muestran nuevamente un avance lateral del muro hacia la cara libre, con un hundimiento moderadamente significativo de la base. Los perfiles de deformación horizontal confirman esta tendencia: los cuales registran valores de $\pi\Delta S(z=0.35H) = -0.001$ y $\pi\Delta S(z=0.75H) = -0.001$ al 24% de la carga crítica, 0.000 y -0.005 al 60%, y -0.012 y -0.013 al 100% de la carga crítica. La escasa diferencia entre ambos niveles al final del ensayo sugiere una respuesta esencialmente traslacional, con una leve componente rotacional intermedia más perceptible al 60% de la carga crítica, pero

que no llega a controlar la pérdida de estabilidad. En ese sentido, esta segunda corrida confirma un mecanismo predominantemente asociado a traslación lateral del bloque (falla por deslizamiento), con evidencia de asentamiento moderado secundaria reducida y prácticamente sin rotación dominante.

En conjunto, ambas corridas muestran que el Muro Tipo IV en suelo granular presenta como mecanismo de inestabilidad dominante una traslación lateral predominante del bloque, correspondiente principalmente a falla por deslizamiento, acompañada por un asentamiento secundario relevante y una rotación de baja magnitud. Este comportamiento resulta coherente con una configuración que incorpora simultáneamente puntera y talón, la cual mejora la capacidad resistente global del sistema frente al empuje lateral, pero no elimina la aparición de deformaciones verticales apreciables al aproximarse la sobrecarga a su valor crítico.

5.3.5.2. Resumen de mecanismos de pérdida de estabilidad

Para poder sintetizar los mecanismos de pérdida de estabilidad observados en los ensayos a escala para cada tipo de muro, se organizó dichos resultados en una tabla resumen. Como se apreció en el análisis detallado de cada caso (en las secciones previas), la relación entre el comportamiento observado en las evidencias fotográficas y los perfiles de deformación horizontal resulta consistente; además de que se evidenció una repetitividad del comportamiento del muro consistente entre las 2 repeticiones realizadas para cada tipo de muro.

Tabla 134

Resumen de Mecanismos de Pérdida de Estabilidad por Tipo de Muro en Suelo Granular

Tipo y/o Configuración del Muro Ensayado	Evolución de pérdida de estabilidad	Mecanismo predominante de pérdida de estabilidad	Mecanismos secundarios de pérdida de estabilidad
Muro Tipo I: configuración sin puntera ni talón	Progresiva	Traslación lateral predominante del bloque hacia cara libre (**deslizamiento**)	Rotación secundaria (**volcamiento**); sin asentamiento dominante
Muro Tipo II: configuración solo puntera	Progresiva	Traslación lateral predominante del bloque hacia cara libre (**deslizamiento**)	Rotación secundaria leve (**volcamiento**); asentamiento leve
Muro Tipo III: configuración solo talón	Súbita	Rotación predominante del bloque hacia cara libre (**volcamiento**)	Traslación lateral secundaria (**deslizamiento**); sin asentamiento dominante
Muro Tipo IV: configuración con puntera y talón	Progresiva	Traslación lateral predominante del bloque hacia cara libre (**deslizamiento**)	Asentamiento secundario moderado (**asentamiento**); sin rotación dominante

Notas. se considera una evolución de pérdida de estabilidad "Progresiva" cuando en los perfiles de deformación previos a alcanzar el valor de $\pi_{q_{crit}}$ se observa una tendencia/evolución marcada de deformación del perfil; mientras que se considera una evolución de pérdida de estabilidad "Súbita" cuando en los perfiles de deformación previos a alcanzar el valor de $\pi_{q_{crit}}$ no se observa una tendencia/evolución marcada de deformación del perfil, sino que esta tendencia aparece una vez superado $\pi_{q_{crit}}$.

5.3.6. Síntesis de hallazgos en los ensayos realizados en suelo granular

Para concluir la sección 5.3 de esta investigación, en la cual se analizaron los resultados de los ensayos realizados en suelo granular, se presentan a continuación los hallazgos clave sobre el desempeño de los diferentes tipos de muro en función de los parámetros evaluados. Para ello, se consideran como criterios de referencia la magnitud de $\pi_{q_{crit}}$ como indicador de sobrecarga en el punto crítico y los índices adimensionales de deformación normalizados evaluados en dicha condición crítica. En consecuencia, el siguiente cuadro consolida los valores promedio por tipo de muro y su variación porcentual respecto al muro índice (Tipo I), a fin de facilitar la interpretación integrada del comportamiento y la comparación operativa entre configuraciones.

Tabla 135

Resumen de Desempeño en Suelo Granular

Tipo de muro	π_{qcrit}		$I\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$		$I\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$		$I\pi_{\Delta S1}$		$I\pi_{\Delta\theta}$		Ranking
	Promedio	Δ% vs Tipo I	Promedio	Δ% vs Tipo I	Promedio	Δ% vs Tipo I	Promedio	Δ% vs Tipo I	Promedio	Δ% vs Tipo I	
Muro Tipo I: configuración sin puntera ni talón	1.730	0.00%	0.022	0.00%	0.017	0.00%	0.018	0.00%	0.017	0.00%	3
Muro Tipo II: configuración solo puntera	1.166	-32.61%	0.019	-16.10%	0.015	-13.52%	0.020	16.02%	0.011	-36.17%	4
Muro Tipo III: configuración solo talón	2.858	65.21%	0.011	-48.57%	0.008	-50.84%	0.013	-23.73%	0.008	-53.48%	1
Muro Tipo IV: configuración con puntera y talón	2.153	24.46%	0.012	-44.78%	0.014	-19.55%	0.032	84.44%	0.010	-38.96%	2

Notas. Δ% se calculó con respecto al muro Tipo I usando los promedios mostrados $\Delta\% = \frac{M_{tipo} - M_{tipoI}}{M_{tipoI}} \times 100\%$. Para $\pi_{q_{crit}}$ valores positivos indican mayor capacidad (mejor). Para los índices de deformación, valores negativos indican reducción de deformaciones (mejor).

Con base en la comparación integrada de $\pi_{q_{crit}}$ y de los índices normalizados en condición crítica, el desempeño en suelo granular se ordena de manera consistente conforme al ranking mostrado en la tabla anterior. En términos de capacidad, el Muro Tipo III presenta el mayor incremento de $\pi_{q_{crit}}$ respecto al muro índice (Tipo I), mientras que el Tipo II evidencia una reducción de capacidad. En términos de control deformacional en la condición crítica, el Tipo III muestra reducciones simultáneas en los desplazamientos horizontales en z=0.75H y z=0.35H, así como en asentamiento y rotación; en contraste, el Tipo IV, pese a incrementar $\pi_{q_{crit}}$ y reducir desplazamientos y rotación, presenta un incremento del índice de asentamiento vertical, lo cual evidencia una mayor deformación vertical relativa al alcanzar la condición crítica. En conjunto, la síntesis confirma que, para el suelo granular ensayado, la configuración solo talón presenta el comportamiento relativo más favorable según los indicadores evaluados, mientras que la configuración solo puntera presenta el comportamiento menos favorable.

Figura 259

Matriz de Desempeño Relativo en Suelo Granular

Tipo de muro	$\Delta\pi_{qcrit}$ vs Tipo I	$I\pi_{\Delta S(z=0.75H)}$ vs Tipo I	$I\pi_{\Delta S(z=0.35H)}$ vs Tipo I	$I\pi_{\Delta S1}$ vs Tipo I	$I\pi_{\Delta\theta}$ vs Tipo I	Ranking
Muro Tipo I: configuración sin puntera ni talón	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	3
Muro Tipo II: configuración solo puntera	-32.61%	-16.10%	-13.52%	16.02%	-36.17%	4
Muro Tipo III: configuración solo talón	65.21%	-48.57%	-50.84%	-23.73%	-53.48%	1
Muro Tipo IV: configuración con puntera y talón	24.46%	-44.78%	-19.55%	84.44%	-38.96%	2

Leyenda:



Nota. Los porcentajes representan la variación relativa respecto al muro índice (Tipo I), calculada con valores promedio en condición $\pi_{q_{crit}}$, valores positivos indican incremento de capacidad (mejor desempeño) y valores negativos indican reducción. En los índices de deformación, valores negativos indican reducción de deformaciones (mejor desempeño) y valores positivos indican incremento de deformaciones.

5.4. Análisis integrador de resultados

5.4.1. Comparación entre suelo cohesivo y granular

La comparación transversal entre los resultados obtenidos en suelo cohesivo y suelo granular evidencia que la influencia de la geometría de base sobre la estabilidad global no puede interpretarse de manera aislada, sino en relación con el tipo de suelo y con el mecanismo de pérdida de estabilidad observado. En términos de desempeño frente a la sobrecarga crítica adimensional ($\pi_{q_{crit}}$), se identifica una modificación sustancial del orden relativo entre configuraciones: en suelo cohesivo, el ranking final corresponde a Tipo IV > Tipo I > Tipo III > Tipo II; mientras que, en suelo granular, el orden cambia a Tipo III > Tipo IV > Tipo I > Tipo II. Este resultado demuestra que una misma longitud total de base, redistribuida de forma distinta entre puntera y talón, no genera una respuesta equivalente en ambos materiales. Por tanto, la interpretación del desempeño de cada configuración debe considerar conjuntamente la sobrecarga crítica alcanzada, los indicadores de deformación y el mecanismo predominante identificado experimentalmente.

En el Muro Tipo I, correspondiente a la configuración sin puntera ni talón, se establece la condición de referencia para evaluar el efecto de las demás geometrías en ambos tipos de suelo. En suelo cohesivo, esta configuración alcanzó un valor promedio de $\pi_{q_{crit}}$ = 9.132, ubicándose en el segundo lugar del ranking; mientras que, en suelo granular, registró un valor promedio de $\pi_{q_{crit}}$ = 1.730, ocupando el tercer lugar. Asimismo, el sistema con suelo granular presentó mayores índices de desplazamiento horizontal, asentamiento y rotación respecto del caso cohesivo. Al no incorporar puntera ni talón, esta configuración permite observar la respuesta base del sistema muro–suelo, sin los efectos específicos asociados al aprovechamiento del relleno sobre un talón o a la redistribución frontal de la base mediante una puntera. Por tanto, las diferencias observadas entre ambos materiales evidencian también que, aun en la geometría de referencia, el tipo de suelo influye de manera significativa en la sobrecarga crítica alcanzada y en el patrón deformacional desarrollado.

En el Muro Tipo II, correspondiente a la configuración con solo puntera, se registró el desempeño menos favorable en ambos tipos de suelo. En suelo cohesivo, el valor promedio de $\pi_{q_{crit}}$ = 5.228 representa una disminución de 42.76 % respecto al Muro Tipo I; mientras que, en suelo granular, el valor promedio de $\pi_{q_{crit}}$ = 1.166 implica una reducción de 32.61 % respecto al mismo muro de referencia. Estos resultados evidencian que, dentro de las geometrías ensayadas, la incorporación aislada de la puntera no produjo una mejora en el desempeño frente a la sobrecarga crítica adimensional. Si bien esta configuración extiende la base hacia la cara libre y puede modificar la geometría de apoyo frente a una tendencia de giro, no dispone de un talón bajo el relleno retenido y, por tanto, no aprovecha el peso de dicho relleno como contribución vertical estabilizante ni como aporte al momento resistente. En las condiciones evaluadas, el efecto geométrico de la puntera actuando de forma aislada no fue suficiente para compensar la ausencia del aporte asociado al talón, por lo que el Tipo II se mantuvo como la configuración menos eficiente en ambos materiales.

En el Muro Tipo III, correspondiente a la configuración con solo talón, se presenta el contraste más importante entre ambos materiales. En suelo cohesivo, esta configuración alcanzó un valor promedio de $\pi_{q_{crit}}$ = 7.751, con una reducción de 15.12 % respecto al Muro Tipo I, ubicándose en el tercer lugar del ranking. En cambio, en suelo granular alcanzó $\pi_{q_{crit}}$ = 2.858, valor que representa un incremento de 65.21 % respecto al mismo muro de referencia y que lo ubica en el primer lugar del ranking. Esta mejora se acompaña de reducciones significativas en los desplazamientos horizontales, el asentamiento y la rotación respecto al Muro Tipo I ensayado en suelo granular. Desde una interpretación geotécnica, el mejor desempeño del Tipo III en suelo granular es compatible con el mayor desarrollo del talón, que ubica una mayor porción de la base bajo el relleno retenido y permite aprovechar su peso como aporte vertical estabilizante. En un

material de respuesta predominantemente friccional, esta condición resulta compatible con un incremento de la resistencia basal movilizable y el momento resistente frente a la tendencia de rotación hacia la cara libre. En suelo cohesivo, en cambio, aunque el Tipo III conserva dicha ventaja geométrica, presentó un mecanismo de pérdida de estabilidad predominantemente rotacional y no superó al muro de referencia. En consecuencia, para el material cohesivo ensayado, maximizar únicamente el talón no fue suficiente para controlar el mecanismo limitante observado.

En el Muro Tipo IV, correspondiente a la configuración con puntera y talón, también se observa un contraste relevante entre ambos materiales. En suelo cohesivo, esta configuración presentó el mejor desempeño global, alcanzando $\pi_{q_{crit}}$ = 13.789, valor superior en 50.99 % al del Muro Tipo I, acompañado de reducciones marcadas en los desplazamientos horizontales y en la rotación, mientras que el asentamiento se mantuvo prácticamente equivalente al del muro de referencia. En suelo granular, el Tipo IV también mejoró el desempeño frente a la sobrecarga crítica respecto al Tipo I, alcanzando $\pi_{q_{crit}}$ = 2.153, con un incremento de 24.46 %; sin embargo, ocupó el segundo lugar del ranking y presentó un incremento importante del índice de asentamiento, que alcanzó ($I_{\pi_{\Delta S1}}$ = 0.032), valor superior en 84.44 % respecto al muro de referencia. Este comportamiento evidencia que la configuración combinada no produjo el mismo balance de respuesta en ambos suelos. En el material cohesivo ensayado, el Tipo IV superó al Tipo III, que había presentado una pérdida de estabilidad predominantemente rotacional, lo que resulta consistente con un mejor control de dicha componente rotacional en la configuración con puntera y talón, sin penalizar significativamente el asentamiento vertical. En el suelo granular, en cambio, aunque la configuración combinada mejoró respecto al Tipo I, no alcanzó la eficiencia del Tipo III, cuyo mayor desarrollo de talón resultó más favorable, y además presentó una penalización evidente en la respuesta vertical. Por tanto, el aporte conjunto de puntera y talón resultó especialmente

eficiente en suelo cohesivo, mientras que en suelo granular el beneficio de maximizar el talón fue predominante.

5.4.1.1. Interpretación mecánica del cambio de desempeño y alcance del modelo físico 1g

La diferencia en el orden de desempeño entre ambos suelos requiere distinguir dos aspectos del comportamiento del sistema: por un lado, la evolución del empuje lateral ejercido por el relleno conforme el muro se desplaza; y, por otro, los mecanismos estabilizantes asociados al peso del muro, al peso del relleno que actúa sobre el talón y a la interacción base–suelo. En términos de empuje lateral, la condición activa no necesariamente se moviliza con el mismo nivel de movimiento en todos los materiales. De acuerdo con referencias usuales de comportamiento de rellenos compactados, los materiales granulares pueden aproximar la condición activa con desplazamientos relativos menores que los requeridos por materiales cohesivos compactados. Esta diferencia permite interpretar que la evolución deformacional y la variación del empuje lateral no sean equivalentes entre ambos suelos; sin embargo, por sí sola no explica la configuración de mayor desempeño, debido a que el empuje activo constituye una acción lateral sobre el muro y no una resistencia estabilizante del sistema.

En el suelo granular, el mejor desempeño del Muro Tipo III es compatible con la mayor longitud de talón de esta configuración. Al mantener una mayor porción de la base debajo del relleno retenido, el talón permite aprovechar el peso del suelo ubicado sobre la base posterior como aporte vertical estabilizante. En un material cuya respuesta depende principalmente del esfuerzo normal efectivo y de la fricción movilizada, dicho aporte favorece la resistencia frente al deslizamiento y el momento resistente frente a la tendencia de giro. En este caso, el beneficio de maximizar el talón predominó sobre el beneficio geométrico que habría podido aportar la

incorporación de puntera, razón por la cual el Tipo III superó al Tipo IV en el suelo granular ensayado.

En el suelo cohesivo, la comparación entre los Muros Tipo III y Tipo IV debe interpretarse de manera distinta. Ambos fueron ensayados con el mismo material, por lo que la cohesión y la deformabilidad del relleno constituyen condiciones comunes y no explican directamente, por sí solas, la superioridad de una configuración sobre la otra. La evidencia diferenciadora proviene del mecanismo observado: el Muro Tipo III presentó una pérdida de estabilidad predominantemente rotacional, mientras que el Muro Tipo IV mostró una respuesta principalmente traslacional con rotación secundaria. En consecuencia, aunque el Tipo III contaba con un mayor desarrollo de talón, dicha ventaja no fue suficiente para controlar el mecanismo rotacional limitante. El Tipo IV, al conservar una porción de talón e incorporar puntera, presentó una redistribución geométrica asociada a un mejor control observado de la tendencia de giro, lo que resulta consistente con su mayor ($\pi_{q_{crit}}$) y con la reducción de los desplazamientos horizontales y de la rotación.

La comparación directa entre ambos materiales también debe interpretarse considerando el alcance del modelo físico 1g. En un modelo reducido, la similitud de tensiones respecto a un prototipo real no se reproduce completamente. En particular, la importancia relativa de una componente cohesiva puede expresarse conceptualmente mediante el grupo $\left(\frac{c}{\gamma_s H_m}\right)$, donde "c" representa una componente cohesiva o cohesiva aparente del material ensayado; al reducirse la altura del modelo sin reducir proporcionalmente la resistencia cohesiva del suelo, dicho cociente aumenta. Por ello, la mayor sobrecarga crítica alcanzada por los modelos con suelo cohesivo puede estar influenciada por una mayor participación relativa de la cohesión o cohesión aparente bajo las condiciones controladas de preparación y carga del ensayo. Esta consideración no implica que el

suelo cohesivo constituya un relleno universalmente más conveniente, ni permite extrapolar directamente los valores obtenidos a escala real.

Finalmente, el incremento del asentamiento vertical observado en el Muro Tipo IV ensayado en suelo granular sugiere que la redistribución combinada de la base pudo modificar la forma en que las cargas fueron transmitidas al suelo de apoyo. Sin embargo, esta explicación debe considerarse únicamente como una interpretación compatible con el resultado observado, debido a que la investigación no incluyó mediciones directas de presiones de contacto, reacciones bajo la puntera y el talón, ni parámetros de resistencia de la interfaz base–suelo.

5.4.1.2. Síntesis de la comparación

En atención a la necesidad de mostrar explícitamente el desempeño de cada tipo de muro en cada suelo, la Tabla 136 sintetiza la respuesta comparativa de las cuatro configuraciones ensayadas. Esta síntesis integra el análisis realizado respecto a la sobrecarga crítica adimensional, los índices normalizados de desplazamiento, asentamiento y rotación, así como el mecanismo predominante de pérdida de estabilidad observado. De este modo, el desempeño no se interpreta únicamente a partir de un indicador aislado, sino como una evaluación global del comportamiento carga–deformación y del mecanismo final del sistema muro–suelo.

Tabla 136

Síntesis del desempeño de cada tipo de muro según el tipo de suelo ensayado

Aspecto	Suelo cohesivo	Suelo granular
Ranking según sobrecarga crítica adimensional	Tipo IV > Tipo I > Tipo III > Tipo II	Tipo III > Tipo IV > Tipo I > Tipo II
Mecanismo predominante de pérdida de estabilidad observado	Rotación predominante en los Muros Tipo I y Tipo III; traslación lateral predominante en los Muros Tipo II y Tipo IV.	Traslación lateral predominante en los Muros Tipo I, Tipo II y Tipo IV; rotación predominante en el Muro Tipo III.
Tipo I Sin puntera ni talón	Actúa como configuración de referencia. Al no incorporar puntera ni talón, permite observar la respuesta base del sistema muro–suelo, asociada principalmente al peso propio del muro, a la resistencia basal movilizable y a la respuesta del relleno. Su segundo lugar en el ranking evidencia que, bajo las condiciones del modelo, el sistema cohesivo conservó un desempeño relativamente favorable aun sin redistribución geométrica de la base.	Actúa como configuración de referencia. Aunque dispone del aporte de su peso propio, no aprovecha el peso del relleno sobre un talón ni incorpora el efecto geométrico frontal de una puntera. En un material de respuesta predominantemente friccional, la ausencia de talón limita el aporte vertical adicional y el momento estabilizante asociados al relleno retenido.
Tipo II Solo puntera	La puntera aislada extiende la base hacia la cara libre y puede modificar la geometría de apoyo frente a una tendencia de giro; sin embargo, al no incorporar talón, no aprovecha el peso del relleno posterior como aporte vertical estabilizante ni como contribución al momento resistente. Dicho efecto aislado no fue suficiente para mejorar el desempeño global.	La ausencia de talón impide aprovechar el mecanismo que resultó más eficiente en este material: el peso del relleno sobre la porción posterior de la base. Por ello, aun cuando la puntera modifica la geometría frontal, esta configuración presentó el desempeño menos favorable.
Tipo III Solo talón	Aunque conserva la ventaja geométrica de ubicar parte de la base bajo el relleno retenido, presentó una pérdida de estabilidad predominantemente rotacional y no superó al Muro Tipo I. En el material cohesivo ensayado, maximizar únicamente el talón no fue suficiente para controlar el mecanismo limitante observado.	Presentó el mejor desempeño global. El mayor desarrollo del talón permitió aprovechar en mayor medida el peso del relleno sobre la base posterior, aporte compatible con el incremento de la resistencia basal movilizable y del momento resistente en un material predominantemente friccional.
Tipo IV Puntera y talón	Presentó el mejor desempeño global. Al conservar una porción de talón e incorporar puntera, mostró un mejor control de la componente rotacional que limitó al Tipo III, alcanzando mayor $\pi_{q_{crit}}$ y menores desplazamientos horizontales y rotación, sin penalizar apreciablemente el asentamiento vertical.	Mejoró respecto al Muro Tipo I, pero fue superado por el Tipo III. En este material, redistribuir parte de la base hacia la puntera redujo la ventaja relativa del talón, cuyo mayor desarrollo resultó más eficiente. Además, la configuración combinada presentó una penalización importante en el asentamiento vertical.
Configuración más eficiente	Tipo IV, porque la combinación de puntera y talón mostró mejor control del mecanismo rotacional observado y alcanzó el mayor desempeño frente a la sobrecarga crítica, sin incremento apreciable del asentamiento respecto al muro de referencia.	Tipo III, porque el talón más desarrollado permitió aprovechar mejor el peso del relleno posterior, efecto compatible con la respuesta predominantemente friccional del material.

Aspecto	Suelo cohesivo	Suelo granular
Configuración menos eficiente	Tipo II, debido a que la puntera aislada no compensó la ausencia del aporte estabilizante asociado al talón.	Tipo II, debido a que no aprovechó el peso del relleno sobre un talón, mecanismo especialmente relevante en el suelo granular ensayado.
Empuje lateral y movimiento del muro	En materiales cohesivos compactados, la aproximación a la condición activa puede requerir mayores movimientos relativos del muro. Esta consideración ayuda a contextualizar la evolución deformacional observada, pero no explica por sí sola el orden de desempeño entre configuraciones.	En materiales granulares, la condición activa puede aproximarse con movimientos relativos menores. Esta consideración es compatible con una respuesta lateral más sensible al movimiento del muro, aunque el mejor desempeño del Tipo III se interpreta principalmente por el aporte del talón.
Interpretación mecánica del cambio de ranking	El Tipo III y el Tipo IV fueron ensayados en el mismo material; por ello, la cohesión y la deformabilidad no explican directamente, por sí solas, la superioridad del Tipo IV. La diferencia principal se asocia al mecanismo observado: el Tipo IV controló mejor la rotación que limitó al Tipo III.	El beneficio geométrico de incorporar puntera también está presente en el Tipo IV; sin embargo, en el suelo granular predominó la ventaja de conservar un talón más desarrollado, debido al aporte del peso del relleno posterior sobre la estabilidad del sistema.
Alcance interpretativo del modelo físico 1g	La mayor sobrecarga crítica alcanzada por los modelos cohesivos puede estar influenciada por la mayor importancia relativa de la componente cohesiva en un modelo reducido 1g, donde el cociente $\left(\frac{c}{\gamma_s H_m}\right)$ puede aumentar al reducirse la altura del modelo sin escalar proporcionalmente la resistencia cohesiva.	La respuesta granular se interpreta principalmente en términos relativos entre configuraciones, especialmente respecto al beneficio del talón; los resultados tampoco deben extrapolarse directamente como valores absolutos de diseño a escala real.
Lectura geotécnica principal	En las condiciones evaluadas, la configuración combinada puntera–talón resultó más eficiente porque controló mejor el mecanismo rotacional observado, dentro de un contexto material donde la respuesta cohesiva pudo adquirir mayor relevancia relativa por la condición 1g.	En las condiciones evaluadas, la configuración con solo talón resultó más eficiente porque maximizó el aprovechamiento del peso del relleno sobre la base posterior, efecto especialmente favorable en un material de comportamiento predominantemente friccional.

Nota. La tabla sintetiza los resultados experimentales y las interpretaciones mecánicas compatibles con los mecanismos observados. Las consideraciones sobre la movilización de la condición activa y sobre el alcance del modelo físico 1g se sustentan en las referencias desarrolladas en el marco teórico y metodológico del estudio. La investigación no midió directamente presiones de contacto, reacciones bajo puntera y talón ni parámetros resistentes de la interfaz base–suelo; por ello, las explicaciones planteadas no constituyen una separación cuantitativa de cada aporte resistente.

De la comparación integrada se concluye que el mejor desempeño no correspondió a una misma configuración para ambos materiales. En suelo cohesivo, el Muro Tipo IV presentó el comportamiento más eficiente, debido a que combinó el mayor incremento de sobrecarga crítica adimensional con mejor control de desplazamientos horizontales y rotación. En suelo granular, el

Muro Tipo III mostró el mejor desempeño, principalmente por el aporte del talón, que permitió aprovechar el peso del relleno posterior y mejorar la resistencia movilizable del sistema. En ambos suelos, el Muro Tipo II presentó el desempeño menos favorable, lo que indica que la puntera aislada no fue suficiente para mejorar la estabilidad global bajo las condiciones experimentales evaluadas.

5.4.2. Evaluación de hipótesis general y especificas

La evaluación de las hipótesis se realizó a partir de los resultados integrados de capacidad frente a la sobrecarga y de respuesta deformacional obtenidos para cada configuración de muro. Para ello, se consideraron como indicadores de contraste la sobrecarga crítica adimensional $\pi_{q_{crit}}$, los índices normalizados de desplazamiento horizontal en $z = 0.75H$ y $z = 0.35H$, el índice normalizado de asentamiento vertical y el índice normalizado de rotación.

Dado que la hipótesis general y las hipótesis específicas fueron formuladas respecto a la inserción conjunta de puntera y talón, el contraste principal se efectuó entre el Muro Tipo IV, correspondiente a la configuración con puntera y talón, y el Muro Tipo I, adoptado como configuración de referencia por no presentar ninguno de estos elementos.

Los muros Tipo II y Tipo III fueron considerados de manera complementaria para interpretar el comportamiento relativo de las configuraciones intermedias y determinar si la alternativa prevista en la hipótesis representó efectivamente la respuesta más favorable en ambos tipos de suelo.

A) Evaluación de la hipótesis general

En relación con la hipótesis general, se planteó que la inserción de puntera y talón en muros de contención de gravedad incrementa en aproximadamente 50% la sobrecarga crítica adimensional respecto al muro sin puntera ni talón, y que además se asocia a reducciones mayores al 30 % en los índices de deformación adimensional normalizados al alcanzarse dicha carga.

En suelo cohesivo, el Muro Tipo IV alcanza un incremento de 50.99% en $\pi_{q_{crit}}$ respecto al Tipo I, lo que satisface con precisión la primera parte de la hipótesis. Asimismo, en ese mismo suelo se observan reducciones superiores al 30 % en ambos índices de desplazamiento horizontal ($I_{\pi_{\Delta S_{z=0.75H}}} = -80.25\%$; $I_{\pi_{\Delta S_{z=0.35H}}} = -91.31\%$). Sin embargo, dicha mejora no se extiende con la misma claridad al asentamiento ni a la rotación, ya que el asentamiento prácticamente no varía (-3.46%) y la reducción de la rotación no alcanza el umbral planteado (-28.51%).

En suelo granular, por su parte, el Muro Tipo IV incrementa $\pi_{q_{crit}}$ en 24.46 %, valor que claramente es inferior al 50 % esperado y, aunque reduce de manera importante el desplazamiento horizontal en z = 0.75H (-44.78%) y la rotación (-38.96%), no alcanza la reducción planteada en z = 0.35H (-19.55%) y, además, presenta un incremento significativo del asentamiento ($+84.44\%$).

En consecuencia, la hipótesis general solo puede considerarse confirmada de manera parcial, pues su validez resulta clara para la capacidad resistente y para parte de los índices de desplazamiento horizontal en suelo cohesivo, pero no se reproduce de manera integral en suelo granular ni en todas las deformaciones evaluadas.

B) Evaluación de la primera hipótesis específica: desplazamiento horizontal

Respecto de la primera hipótesis específica, se propuso que la inserción de puntera y talón genera índices normalizados de desplazamiento horizontal adimensional en z = 0.35H y z = 0.75H al menos 30% menores que los del muro sin puntera ni talón. Esta hipótesis también se confirma parcialmente.

En suelo cohesivo, la configuración Tipo IV cumple plenamente esta condición, con reducciones de 80.25% en z = 0.75H y 91.31 % en z = 0.35H, lo que demuestra un control muy marcado del desplazamiento horizontal con respecto al muro base.

En suelo granular, la respuesta es menos uniforme: el índice en z = 0.75H disminuye en 44.78 %, por lo que sí satisface el criterio planteado; sin embargo, el índice en z = 0.35H solo disminuye en 19.55 %, valor insuficiente para validar completamente la hipótesis.

Este resultado sugiere que el efecto de la inserción conjunta de puntera y talón sobre el desplazamiento horizontal no es homogéneo a lo largo de la altura del muro y que, en suelo granular, la mejora en la parte superior no necesariamente se traduce en una reducción equivalente en la zona media-baja del alzado. Por ello, la hipótesis se considera parcialmente confirmada.

C) Evaluación de la segunda hipótesis específica: asentamiento vertical

En cuanto a la segunda hipótesis específica, se planteó que la inserción de puntera y talón genera un índice normalizado de asentamiento vertical adimensional al menos 30 % menor que el del muro sin puntera ni talón. A partir de los resultados obtenidos, esta hipótesis no se confirma.

En suelo cohesivo, el índice de asentamiento del Muro Tipo IV muestra una variación de -3.46 % respecto al Tipo I, lo que equivale a un comportamiento prácticamente similar al del muro base, pero no representa una reducción del 30 % ni una mejora clara en la deformación vertical.

En suelo granular, la situación es aún más desfavorable, pues el asentamiento se incrementa en 84.44 %, constituyéndose en la penalización más notoria de esta configuración frente al muro de referencia.

Por tanto, no existe evidencia suficiente para sostener que la incorporación simultánea de puntera y talón reduzca sistemáticamente el asentamiento vertical; por el contrario, en función del tipo de suelo, dicha configuración puede incluso incrementar la deformación vertical del sistema.

D) Evaluación de la tercera hipótesis específica: rotación

En relación con la tercera hipótesis específica, se formuló que la inserción de puntera y talón genera un índice normalizado de rotación adimensional al menos 30 % menor que el del muro sin puntera ni talón. Los resultados permiten afirmar que esta hipótesis se confirma parcialmente.

En suelo cohesivo, el índice de rotación del Muro Tipo IV disminuye en 28.51 %, valor muy próximo al umbral definido, pero ligeramente inferior al criterio establecido, de modo que no puede considerarse una confirmación estricta.

En suelo granular, en cambio, la rotación disminuye en 38.96 %, superando claramente el umbral del 30 % y confirmando el efecto favorable de la configuración en este indicador.

En consecuencia, aunque la tendencia general apunta a una reducción de la rotación por efecto de la inserción conjunta de puntera y talón, el comportamiento no es lo suficientemente uniforme como para afirmar una validación plena en ambos suelos, por lo que corresponde calificar esta hipótesis como parcialmente confirmada.

E) Hallazgos complementarios derivados de la comparación entre configuraciones

Además del contraste principal entre el Tipo IV y el Tipo I, el análisis estadístico permitió identificar hallazgos adicionales relevantes para interpretar el comportamiento del sistema muro–suelo.

En suelo granular, el Tipo III registró el patrón de mejor desempeño global, al presentar la mayor sobrecarga crítica adimensional y las menores medias de deformación entre las configuraciones evaluadas. Este comportamiento debe interpretarse como un hallazgo experimental relevante: para el suelo granular ensayado, la incorporación de solo talón mostró una respuesta descriptivamente más favorable que la configuración con puntera y talón.

F) Síntesis de la evaluación de hipótesis

En términos globales, la contrastación de hipótesis permite establecer que la solución con puntera y talón presenta una mejora consistente en la capacidad resistente respecto al muro base y un efecto generalmente favorable en el control del desplazamiento horizontal y de la rotación, pero no garantiza una reducción simultánea de todas las deformaciones normalizadas. En particular, el comportamiento del asentamiento demuestra que la mejora de una variable de desempeño no

implica necesariamente la mejora de las demás. Asimismo, la comparación entre configuraciones revela que, aun cuando la hipótesis fue formulada para el Muro Tipo IV, la solución geométrica más eficiente no es la misma en ambos suelos: mientras en suelo cohesivo el Tipo IV representa efectivamente la configuración de mejor respuesta global, en suelo granular el mayor valor de $\pi_{q_{crit}}$ corresponde al Muro Tipo III, es decir, a la configuración con solo talón.

Tabla 137

Síntesis de la evaluación de hipótesis

Hipótesis evaluada	Criterio planteado	Resultado observado	Evaluación final
Hipótesis general	Incremento aproximado de 50% en $\pi_{q_{crit}}$ y reducciones mayores al 30% en deformaciones normalizadas	En suelo cohesivo, el Tipo IV cumplió el incremento de $\pi_{q_{crit}}$ y redujo marcadamente los desplazamientos horizontales. En suelo granular, el incremento de $\pi_{q_{crit}}$ fue menor al esperado y el asentamiento aumentó.	Corroborada parcialmente.
Hipótesis específica 1: desplazamiento horizontal	Reducción mínima de 30% en z = 0.75H y z = 0.35H	En suelo cohesivo, el Tipo IV redujo ambos desplazamientos en más del 30%. En suelo granular, solo cumplió el criterio en z=0.75H.	Corroborada parcialmente.
Hipótesis específica 2: asentamiento vertical	Reducción mínima de 30%	Cohesivo: reducción mínima (-3.46%). Granular: incremento desfavorable (+84.44%).	No corroborada.
Hipótesis específica 3: rotación	Reducción mínima de 30%	En suelo cohesivo, la reducción fue próxima al umbral (−28.51%) En suelo granular, el Tipo IV cumplió el criterio (−38.96%), aunque el Tipo III fue más favorable.	Corroborada parcialmente en términos descriptivos.

5.4.3. Aporte técnico y alcance de aplicación de los resultados experimentales

El aporte técnico de la presente investigación consiste en generar evidencia experimental comparativa sobre la influencia de la redistribución de la base entre puntera y talón en la estabilidad global de muros de contención de gravedad. Esta evidencia permite comprender que dichas modificaciones geométricas no producen un efecto único ni universal, sino que su contribución varía según el tipo de suelo, el mecanismo de pérdida de estabilidad observado y el indicador de desempeño considerado. En tal sentido, los resultados obtenidos ofrecen una base técnica para orientar la evaluación de alternativas geométricas, sin constituir reglas directas de dimensionamiento ni configuraciones automáticamente transferibles a obra real.

El primer aporte derivado de la investigación es que la incorporación de puntera y talón no debe evaluarse como una mejora automática ni independiente del suelo. La misma redistribución geométrica produjo respuestas distintas en los materiales ensayados: el Muro Tipo IV presentó el mejor desempeño global en suelo cohesivo, mientras que el Muro Tipo III resultó más eficiente en suelo granular. Por tanto, la selección de una configuración debe considerar simultáneamente el tipo de suelo, la sobrecarga crítica alcanzada, los indicadores deformacionales y el mecanismo de pérdida de estabilidad observado.

Para un material predominantemente granular comparable al evaluado, los resultados indican que una configuración con talón desarrollado constituye una alternativa prioritaria de análisis. En este suelo, el Muro Tipo III alcanzó el mayor valor de $\pi_{q_{crit}}$ y presentó reducciones simultáneas en desplazamientos horizontales, asentamiento y rotación respecto al muro de referencia. Esta respuesta es compatible con el aprovechamiento del peso del relleno sobre la base posterior y con su aporte a la resistencia basal movilizable y al momento resistente en un material predominantemente friccional. En consecuencia, cuando el relleno presente un comportamiento de este tipo, resultaría técnicamente razonable evaluar primero soluciones que mantengan una

participación significativa del talón, sin perjuicio de realizar las verificaciones completas de estabilidad y deformación.

Para un material con componente cohesiva comparable al ensayado, la configuración combinada con puntera y talón constituye una alternativa relevante de evaluación, especialmente cuando la tendencia rotacional sea un mecanismo crítico. En los ensayos realizados, el Muro Tipo IV alcanzó la mayor $\pi_{q_{crit}}$, redujo los desplazamientos horizontales y la rotación, y mantuvo un asentamiento prácticamente equivalente al muro de referencia. Asimismo, presentó un mejor control de la componente rotacional observada en comparación con el Muro Tipo III. Por ello, bajo condiciones similares a las evaluadas, no resultaría suficiente maximizar únicamente el talón, sino que debería considerarse también una redistribución combinada de la base.

Un aporte particularmente importante se refiere a la puntera aislada. En ambos suelos, el Muro Tipo II presentó el desempeño global menos favorable. Si bien la puntera puede modificar la geometría frontal de apoyo frente a una tendencia de giro, su incorporación sin talón no permitió aprovechar el peso del relleno posterior como aporte estabilizante. En consecuencia, los resultados obtenidos no respaldan la suposición de que añadir puntera, por sí sola, garantice una mejora de la estabilidad global.

Asimismo, los resultados evidencian que la selección de una configuración no debe basarse exclusivamente en el incremento de la sobrecarga crítica. Por ejemplo, el Muro Tipo IV en suelo granular mejoró respecto al muro de referencia en $\pi_{q_{crit}}$, desplazamiento horizontal y rotación; sin embargo, presentó una penalización importante en asentamiento vertical. Por ello, una alternativa solo puede considerarse favorable cuando su desempeño se evalúa integralmente, incorporando la condición crítica alcanzada, las deformaciones laterales, el asentamiento y la rotación.

Finalmente, estos aportes corresponden al marco experimental de la investigación y deben utilizarse como orientación para la preselección y verificación de alternativas geométricas, no como reglas normativas o dimensiones directamente aplicables a obra. El diseño final de un muro real deberá complementarse con la caracterización geotécnica correspondiente, las verificaciones de deslizamiento, volteo, capacidad portante, asentamiento, drenaje y acciones particulares del proyecto. Dentro de dicho alcance, el aporte de la tesis consiste en proporcionar evidencia experimental comparativa que reduce la incertidumbre sobre la influencia relativa de la puntera y el talón en la estabilidad global del sistema muro–suelo.

Tabla 138

Síntesis del aporte técnico y alcance de aplicación de los resultados experimentales

Condición analizada	Evidencia experimental relevante	Alcance técnico del hallazgo
Material granular comparable al ensayado	El Muro Tipo III, con solo talón, obtuvo el mejor desempeño global, al alcanzar el mayor valor de $\pi_{q_{crit}}$ y reducir conjuntamente los desplazamientos horizontales, el asentamiento y la rotación respecto al muro de referencia.	El talón desarrollado constituye una alternativa relevante de evaluación en materiales predominantemente friccionales, debido a su compatibilidad con el aprovechamiento del peso del relleno sobre la base posterior.
Material cohesivo comparable al ensayado	El Muro Tipo IV, con puntera y talón, obtuvo el mejor desempeño global, al alcanzar el mayor valor de $\pi_{q_{crit}}$, reducir los desplazamientos horizontales y la rotación, y mantener un asentamiento prácticamente equivalente al muro de referencia.	La configuración combinada constituye una alternativa relevante de evaluación cuando el control de la componente rotacional resulte determinante en la respuesta del sistema.
Incorporación aislada de puntera	El Muro Tipo II, con solo puntera, presentó el desempeño menos favorable en ambos suelos evaluados.	La puntera aislada no evidenció una mejora global consistente bajo las condiciones ensayadas; por ello, su aporte debe analizarse como parte del sistema geométrico completo y no como una mejora automática.
Evaluación integral del desempeño	En suelo granular, el Muro Tipo IV incrementó $\pi_{q_{crit}}$ y mejoró los indicadores laterales y de rotación respecto al muro de referencia; sin embargo, presentó un incremento importante del asentamiento vertical.	La valoración de una configuración no debe basarse únicamente en la sobrecarga crítica alcanzada, sino integrar los desplazamientos horizontales, el asentamiento, la rotación y el mecanismo observado.

Nota. Los hallazgos sintetizados corresponden a las condiciones experimentales del modelo físico 1g empleado y representan tendencias comparativas entre las configuraciones y materiales evaluados. Su aplicación en muros reales requiere verificaciones geotécnicas complementarias y no constituye una regla directa de dimensionamiento.

5.5. Discusión de resultados

5.5.1. Discusión de resultados a nivel nacional

A) Contraste con Yessenia Solanch Simeón Chávez (2018)

Yessenia Solanch Simeón Chávez (2018) señala que el vuelco del muro de contención puede asociarse, entre otros factores, a dimensiones insuficientes del sistema, mencionando de manera expresa la presencia de puntera o talón pequeños como una posible causa y proponiendo como alternativa de mejora el incremento de dichos elementos geométricos.

Este planteamiento coincide parcialmente con los resultados obtenidos en la presente investigación. En efecto, se confirma que la geometría de la base influye de manera importante en la estabilidad global del muro y que la inserción de puntera, talón o ambos modifica la respuesta del sistema frente a los mecanismos clásicos de pérdida de estabilidad. En ese sentido, la presente tesis respalda la idea general de que una configuración geométrica insuficiente puede favorecer respuestas menos estables y que la modificación de la base constituye una estrategia efectiva de mejora.

No obstante, el contraste realizado permite introducir una precisión importante respecto del antecedente. Mientras Simeón Chávez (2018) plantea, en términos generales, que el aumento de puntera y/o talón mejora la estabilidad frente al vuelco, en la presente investigación se observa que ese efecto no se manifiesta de forma uniforme, sino que depende del tipo de suelo y de la forma en que se redistribuye geométricamente la base. Así, en suelo cohesivo la configuración con puntera y talón presentó la mayor eficiencia relativa, mientras que en suelo granular la configuración con solo talón alcanzó el mejor desempeño global. Por tanto, la presente tesis confirma la relevancia de la geometría de base, pero matiza el antecedente al mostrar que la mejora no depende únicamente del incremento de puntera o talón en términos absolutos, sino de la forma en que estos elementos actúan dentro de una misma longitud de base y de la naturaleza resistente del relleno.

5.5.2. Discusión de resultados a nivel internacional

A) Contraste con José Calavera (1989)

José Calavera (1989), al desarrollar una clasificación geométrica de muros de contención según la proporción entre puntera y talón, plantea que la seguridad frente a deslizamiento y vuelco depende sensiblemente de la geometría de base. En particular, señala que un talón apreciablemente mayor incrementa la seguridad frente a ambos modos de falla, mientras que una puntera apreciablemente mayor puede disminuir dicha seguridad; asimismo, indica que cuando las dimensiones de puntera y talón son comparables la seguridad resulta aceptable. El autor también precisa que, en suelos cohesivos, la resistencia al deslizamiento puede incrementarse por la adherencia y por la contribución de la presión pasiva en la puntera, aunque esta última depende de condiciones que no siempre se conservan durante la vida útil de la estructura.

Este planteamiento muestra una coincidencia parcial con los resultados obtenidos en la presente investigación. En efecto, se confirma que la redistribución geométrica de la base influye de manera importante en la estabilidad global del muro y que el talón tiende a aportar una mejora más consistente que la puntera cuando se evalúan la sobrecarga crítica y los mecanismos clásicos de pérdida de estabilidad. Esta coincidencia se aprecia con especial claridad en suelo granular, donde la configuración con solo talón presentó la mayor eficiencia relativa, mientras que la configuración con solo puntera ocupó el último lugar del ranking. En ese sentido, la investigación experimental respalda la idea de Calavera de que una mayor participación geométrica del talón favorece la seguridad frente a deslizamiento y volcamiento, mientras que la puntera aislada no evidencia una mejora equivalente.

No obstante, el contraste también permite introducir una precisión relevante. Aunque Calavera propone que una configuración con puntera y talón de magnitudes comparables ofrece una seguridad aceptable, en la presente investigación se observa que dicha respuesta depende del

tipo de suelo y del indicador de desempeño considerado. En suelo cohesivo, la configuración con puntera y talón fue efectivamente la más eficiente, lo que resulta consistente con una redistribución más equilibrada de la base. Sin embargo, en suelo granular, aun cuando esa configuración mostró un buen desempeño global, no superó a la solución con solo talón, que alcanzó la mayor capacidad resistente y el mejor balance entre capacidad y deformaciones. Por tanto, la tesis coincide con Calavera en la relevancia de la proporción geométrica entre puntera y talón, pero matiza su planteamiento al mostrar que la respuesta más favorable no depende solo de la forma de la base en abstracto, sino también de la naturaleza resistente del relleno y de la variable de desempeño que se priorice.

En consecuencia, el principal aporte de este contraste consiste en reforzar experimentalmente la observación de Calavera respecto a la importancia del talón como elemento funcional de estabilización, y al mismo tiempo precisar que dicha ventaja no se expresa de la misma manera en todos los suelos. Así, mientras en suelo cohesivo la combinación de puntera y talón mostró la respuesta más equilibrada, en suelo granular fue la configuración con talón más desarrollado la que presentó la mayor eficiencia relativa. De este modo, la presente investigación no contradice el criterio general del autor, pero sí lo complementa al evidenciar que la eficacia de cada configuración geométrica está condicionada por la interacción específica entre la base del muro y el tipo de relleno retenido.

B) Contraste con Clayton, Woods, Bond y Milititsky (2013)

Clayton, Woods, Bond y Milititsky (2013), en su obra Earth Pressure and Earth-Retaining Structures, sostienen que la geometría del muro de contención condiciona de manera importante su estabilidad global. En particular, destacan que la presencia de talón permite aprovechar el peso del relleno suprayacente como una acción estabilizadora adicional, incrementando la resistencia al deslizamiento horizontal y favoreciendo la seguridad global del sistema. Asimismo, señalan que la puntera, cuando presenta una restricción adecuada, puede modificar el mecanismo de respuesta del muro, desplazando el comportamiento desde una traslación predominante hacia una rotación alrededor de la puntera.

Este planteamiento presenta una coincidencia parcial con los resultados obtenidos en la presente investigación. En efecto, se confirma que la redistribución geométrica del muro, y específicamente de la base, influye de manera significativa en la estabilidad global del muro, tanto en suelo cohesivo como en suelo granular. Esto último se evidencia en los resultados obtenidos para las diferentes configuraciones de puntera y talón. De manera particular, los resultados muestran que el talón constituye el elemento geométrico con aporte estabilizador más consistente, ya que las configuraciones que lo incorporaron presentaron, en términos generales, mejor desempeño que aquellas en las que predominó únicamente la puntera. Esta tendencia se apreció con claridad en suelo granular, donde el muro con solo talón alcanzó la mayor eficiencia relativa, mientras que el muro con solo puntera ocupó el último lugar del ranking. En el caso del suelo cohesivo, el mejor desempeño correspondió a la configuración con puntera y talón, lo que refuerza igualmente la importancia del talón como componente estabilizador; sin embargo, en este tipo de suelo su efecto resultó más favorable cuando actuó de manera combinada con la puntera, evidenciando una respuesta más equilibrada de la base frente a la capacidad resistente y las deformaciones.

En ese sentido, la investigación respalda la observación de Clayton, Woods, Bond y Milititsky (2013) respecto a que el talón incrementa la estabilidad al permitir una mejor movilización del peso del relleno retenido.

Los resultados también introducen una precisión importante respecto al papel de la puntera. Aunque dichos autores reconocen que una puntera adecuadamente restringida puede modificar el mecanismo de respuesta del muro, en la presente investigación la configuración con solo puntera no evidenció una mejora equivalente en términos de capacidad resistente ni de control deformacional. Por el contrario, en ambos tipos de suelo esta configuración mostró el desempeño más desfavorable. Ello podría atribuirse a la ausencia de una restricción física de la puntera en los ensayos realizados; lo que sugiere que la puntera aislada no constituye, por sí sola, un recurso geométrico suficiente para optimizar la estabilidad global del sistema.

El contraste también permite matizar el alcance general del antecedente en función del tipo de suelo. En suelo cohesivo, la configuración con puntera y talón fue la más eficiente, lo que resulta consistente con una redistribución más equilibrada de la base y con una respuesta global más estable. No obstante, en suelo granular, aun cuando esta configuración mostró un buen desempeño, no superó a la solución con solo talón, la cual alcanzó la mayor capacidad resistente relativa y el mejor balance entre estabilidad y deformaciones. Por tanto, la presente investigación coincide con Clayton, Woods, Bond y Milititsky (2013) en la importancia de la geometría del muro y, especialmente, en la relevancia funcional del talón; sin embargo, complementa su planteamiento al evidenciar que la configuración geométrica más favorable no depende únicamente de la forma de la base en abstracto, sino también de la interacción específica entre dicha geometría y el tipo de suelo retenido.

En consecuencia, el principal aporte de este contraste consiste en reforzar experimentalmente la importancia del talón como elemento de estabilización, al mismo tiempo que

se precisa que la eficacia de la puntera es más limitada cuando se incorpora de manera aislada. De este modo, la presente investigación no contradice el criterio general planteado por Clayton, Woods, Bond y Milititsky (2013), pero sí lo amplía al mostrar que la respuesta más favorable no depende únicamente de la geometría del muro, sino también por la naturaleza del suelo y según el indicador de desempeño que se priorice en la evaluación de la estabilidad global del muro.

C) Contraste con Timchenko, Krishko y Savenko (2017)

Timchenko, Krishko y Savenko (2017), en su artículo "Experimental Research Technique of Retaining Walls of a Special Type", proponen una técnica experimental para estudiar la interacción muro–suelo mediante modelos físicos a pequeña escala en una bandeja instrumentada. Su planteamiento se orienta a estandarizar un procedimiento de ensayo bajo condiciones controladas, minimizando efectos que puedan distorsionar la respuesta del sistema, especialmente la fricción lateral en paredes. Para ello, describen una caja de ensayo con reducción de rozamiento mediante película de polietileno y vaselina técnica; la preparación de un suelo tipo limo arcilloso por secado, tamizado, humectación y colocación por capas compactadas; la medición de desplazamientos horizontales y verticales mediante indicadores mecánicos y la aplicación de carga incremental hasta alcanzar una condición de estabilización, continuando luego hasta la pérdida de estabilidad. Los autores concluyen que esta técnica permite realizar ensayos repetibles y obtener resultados confiables bajo condiciones equivalentes.

Este planteamiento presenta una coincidencia importante con la presente investigación, debido a que ambas reconocen que la confiabilidad del ensayo físico no depende únicamente del modelo estructural ensayado, sino del control integral del sistema experimental. En efecto, la presente tesis también considera como aspectos críticos la reducción de la fricción pared–suelo, la preparación controlada del material, la colocación por capas, la aplicación escalonada de la sobrecarga y el registro de desplazamientos del sistema muro–suelo. En ese sentido, el trabajo de

Timchenko, Krishko y Savenko (2017) respalda la validez del enfoque experimental adoptado, particularmente en lo referido al uso de una bandeja instrumentada y a la necesidad de disminuir los efectos de borde para mejorar la representatividad del comportamiento observado.

No obstante, la presente tesis de investigación amplía de manera importante el alcance metodológico del antecedente. Primeramente, mientras Timchenko, Krishko y Savenko (2017) desarrollan su procedimiento experimental sobre un único suelo tipo limo arcilloso compactado por capas, en esta tesis se implementaron protocolos diferenciados para dos tipos de suelo contrastantes: un suelo cohesivo, colocado mediante apisonado húmedo, y un suelo granular, colocado mediante lluvia de arena. Esta diferencia resulta relevante, ya que implicó diseñar procedimientos específicos de preparación, control y colocación para materiales con características y comportamientos mecánicos distintos, ampliando así la aplicabilidad del sistema experimental más allá de un único caso de suelo remoldeado.

Asimismo, se evidencia un contraste importante en el sistema de medición y registro de deformaciones. Timchenko, Krishko y Savenko (2017) emplean instrumentos métricos como relojes comparadores horizontales de precisión verificados metrológicamente para registrar la respuesta del modelo. En cambio, la presente tesis implementa un sistema electrónico y computacional de adquisición de datos, con sensores de desplazamiento y un sensor inercial para registrar rotación, además de un procedimiento digital de registro continuo y procesamiento posterior de datos que la presente tesis desarrolla ampliamente (generación de parámetros adimensionales, índices de desplazamiento normalizados y gráficas comparativas). A ello se suma el uso complementario de análisis de imágenes, que permitió reforzar la interpretación cualitativa de los mecanismos de deformación y falla. En consecuencia, aunque ambos estudios comparten la lógica del ensayo físico controlado, la presente investigación incorpora un nivel de instrumentación

y especialmente de procesamiento más amplio, que no solo registra la respuesta del sistema, sino que la organiza en indicadores comparables y trazables.

El contraste también evidencia que la presente tesis amplia el alcance del antecedente mediante un aporte valioso: la protocolización exhaustiva del procedimiento experimental. Mientras el artículo de Timchenko, Krishko y Savenko (2017) describe la técnica general del ensayo y sus condiciones principales, la presente investigación va un paso más adelante y desarrolla una serie completa de protocolos operativos que abarcan desde la colocación del suelo cohesivo, la colocación del suelo granular, la instalación de muros, la ubicación y calibración de sensores, la aplicación de sobrecargas y los criterios para avanzar entre escalones de carga o definir la condición de colapso. Estos protocolos fueron sistematizados en los anexos de la tesis, lo que fortalece la reproducibilidad del experimento y constituye un aporte metodológico más detallado que el observado en el antecedente.

Finalmente, existe una diferencia sustancial en el propósito experimental de ambos trabajos. Timchenko, Krishko y Savenko (2017) centran su estudio en desarrollar y validar una técnica de ensayo para un muro especial sobre base deformable. En cambio, la presente tesis utiliza el sistema experimental controlado no como un fin en sí mismo, sino como un medio para comparar sistemáticamente la influencia de la inserción de puntera y talón en la estabilidad global de muros de contención de gravedad, evaluando cuatro configuraciones geométricas, dos tipos de suelo y réplicas experimentales, e interpretando la respuesta mediante parámetros adimensionales de carga y deformación. Por ello, la presente investigación no solo confirma la utilidad de los ensayos físicos instrumentados bajo condiciones controladas, sino que amplía su alcance al demostrar que estos pueden convertirse en una herramienta valiosa para comparar configuraciones estructurales, tipos de suelo y mecanismos globales de inestabilidad.

En consecuencia, el principal aporte de este contraste consiste en mostrar que la propuesta de Timchenko, Krishko y Savenko (2017) es consistente con la base metodológica de la presente investigación, pero que esta última la extiende en tres sentidos fundamentales: incorpora dos procedimientos diferenciados de colocación de suelo, implementa un sistema de instrumentación y adquisición de datos más amplio, y transforma el ensayo físico en un conjunto completo de protocolos reproducibles aplicados a un programa comparativo de mayor alcance. De este modo, la presente tesis no contradice el antecedente, sino que lo confirma en la importancia del control experimental y lo complementa al ofrecer una metodología más detallada, sistematizada y adaptable al estudio comparativo de la estabilidad global de muros de contención de gravedad.

5.6. Limitaciones del estudio

5.6.1. Limitaciones por modelado 1g

En el presente estudio se empleó modelación física en condición 1g, con una escala geométrica 1:25. Esta condición permitió conservar la similitud geométrica entre las configuraciones analizadas y comparar de manera controlada los muros Tipo I, II, III y IV. Sin embargo, al mantenerse constante la aceleración de la gravedad, el modelo no reproduce de forma estricta la similitud tensional del prototipo.

En consecuencia, el estado de esfuerzos y confinamiento del suelo en el modelo es menor que el que se desarrollaría en una estructura a escala real. Esta condición puede influir en la rigidez movilizada, en la respuesta esfuerzo–deformación y en la forma en que se desarrollan los mecanismos de falla. Por ello, los resultados no deben interpretarse como una predicción directa de capacidades absolutas en obra, sino como evidencia experimental comparativa del desempeño relativo entre tipologías de muro y entre tipos de suelo, bajo un marco de ensayo controlado.

Para mejorar la comparabilidad de los resultados se emplearon parámetros adimensionales, tales como la sobrecarga crítica adimensional $\pi_{q_{crit}}$ y los índices normalizados de deformación. No obstante, se reconoce que la adimensionalización permite reducir los efectos de escala, pero no eliminarlos completamente, especialmente aquellos asociados al nivel de esfuerzos, al tamaño de partícula y a la discretización geométrica del modelo. Por tanto, la validez externa del estudio se limita a la identificación de tendencias comparativas y mecanismos de respuesta bajo condiciones de modelación física 1g.

5.6.2. Limitaciones por instrumentación y medición

La instrumentación empleada permitió registrar desplazamientos horizontales, asentamiento vertical y rotación del muro con una resolución adecuada para el análisis comparativo. No obstante, como en todo sistema experimental, existe incertidumbre asociada al

ruido instrumental, precisión de los sensores, alineación, rigidez de los soportes y estabilidad del montaje durante la aplicación de la carga.

Además, la medición se realizó en puntos discretos del sistema, por lo que la deformación global del muro y del suelo entre dichos puntos fue interpretada de manera indirecta. Los sensores de distancia permitieron evaluar desplazamientos horizontales en dos alturas representativas y asentamiento vertical, mientras que el sensor inercial permitió registrar la rotación del muro. Sin embargo, estos registros no reemplazan una medición continua de todo el campo de deformaciones del suelo.

La condición crítica fue determinada en el postprocesamiento a partir de la evolución de las curvas, la respuesta de los sensores y la evidencia observacional registrada durante los ensayos. Este procedimiento permitió aplicar un criterio uniforme a todas las corridas experimentales; sin embargo, se reconoce que la identificación del punto crítico puede verse influida por la sensibilidad del sistema cerca del umbral de inestabilidad. Por ello, los valores de $\pi_{q_{crit}}$ deben entenderse como indicadores experimentales comparativos, y no como umbrales absolutos de falla extrapolables directamente a obra.

Capítulo VI: Conclusiones y Recomendaciones

6.1. Conclusiones

6.1.1. Conclusión general

La inserción de puntera y talón influyó en el comportamiento experimental de los muros de contención de gravedad frente a la sobrecarga incremental; sin embargo, dicha influencia no fue uniforme para todos los indicadores ni para ambos tipos de suelo. Los resultados muestran que la configuración basal modifica la respuesta del sistema muro–suelo, pero su efecto depende de la condición geotécnica evaluada y del mecanismo de deformación predominante.

Para suelo cohesivo

En suelo cohesivo, el Muro Tipo IV, correspondiente a la configuración con puntera y talón, presentó el mejor desempeño descriptivo global frente al muro de referencia Tipo I. Esta configuración incrementó la sobrecarga crítica adimensional en 50.99% y redujo marcadamente los desplazamientos horizontales normalizados, con disminuciones de 80.25% en z=0.75H y 91.31% en z=0.35H. Estos resultados evidencian que, bajo la condición cohesiva ensayada, la combinación de puntera y talón favoreció principalmente la capacidad frente a sobrecarga y el control del desplazamiento lateral del muro.

Para suelo granular

En suelo granular, el comportamiento fue diferente. El Muro Tipo IV no presentó el mejor desempeño global, debido a que su incremento de sobrecarga crítica adimensional fue de 24.46%, menor al observado en otras configuraciones, y además registró un aumento desfavorable del asentamiento vertical normalizado. En esta condición, el Muro Tipo III, con solo talón, mostró el patrón descriptivo más favorable, al combinar mayor capacidad frente a sobrecarga y menores deformaciones relativas.

En conjunto

En consecuencia, se concluye que la inserción conjunta de puntera y talón no constituye una mejora universal para todos los casos evaluados. Su efecto fue favorable principalmente en suelo cohesivo, mientras que en suelo granular la configuración con solo talón presentó una respuesta más equilibrada. Por tanto, la influencia de la configuración basal debe interpretarse en función del tipo de suelo y del indicador de desempeño analizado.

6.1.2. Conclusiones específicas

6.1.2.1. Respecto al desplazamiento horizontal del muro

La configuración geométrica del muro influyó de manera clara en el desplazamiento horizontal normalizado.

Para suelos cohesivos

En suelo cohesivo, el Muro Tipo IV fue la configuración con mejor desempeño frente al Muro Tipo I, al reducir el desplazamiento horizontal en 80.25% para z=0.75H y en 91.31% para z=0.35H. Esto indica que la inserción conjunta de puntera y talón contribuyó de forma favorable al control de la deformación lateral bajo la condición cohesiva evaluada.

Para suelo granular

En suelo granular, la reducción del desplazamiento horizontal no fue igual de uniforme para el Muro Tipo IV. Si bien esta configuración redujo el desplazamiento en z=0.75H, no alcanzó el mismo nivel de mejora en z=0.35H. En cambio, el Muro Tipo III presentó el mejor comportamiento descriptivo en ambos niveles de medición, con reducciones de 48.57% en z=0.75H y 50.84% en z=0.35H respecto al Tipo I.

En conjunto

Por tanto, la inserción conjunta de puntera y talón fue más efectiva para controlar el desplazamiento horizontal en suelo cohesivo. En suelo granular, el control de la deformación lateral se asoció en mayor medida con la configuración provista únicamente de talón.

6.1.2.2. Respecto al asentamiento vertical del muro

La inserción conjunta de puntera y talón no produjo una reducción consistente del asentamiento vertical normalizado

Para suelos cohesivos

En suelo cohesivo, el Muro Tipo IV presentó una reducción de solo 3.46% respecto al Muro Tipo I, lo que evidencia un comportamiento prácticamente similar al muro base en términos de deformación vertical.

Para suelo granular

En suelo granular, la respuesta del Muro Tipo IV fue desfavorable, debido a que el índice normalizado de asentamiento aumentó 84.44% respecto al Tipo I. Este resultado indica que la incorporación simultánea de puntera y talón no garantizó un mejor control del asentamiento bajo la condición granular evaluada.

El mejor comportamiento descriptivo frente al asentamiento vertical en suelo granular correspondió al Muro Tipo III, con una reducción de 23.73% respecto al Tipo I. Aunque esta reducción no alcanza el umbral inicialmente esperado, sí evidencia que la configuración con solo talón presentó una respuesta vertical más favorable que la configuración con puntera y talón.

En conjunto

En consecuencia, el asentamiento vertical fue el indicador que más limitó el desempeño del Muro Tipo IV, especialmente en suelo granular. La mejora observada en capacidad frente a

sobrecarga o desplazamiento horizontal no implicó necesariamente una mejora simultánea en la deformación vertical.

6.1.2.3. Respecto a la rotación del muro

La configuración basal también influyó en la rotación normalizada del muro, aunque su comportamiento dependió del tipo de suelo.

Para suelos cohesivos

En suelo cohesivo, el Muro Tipo IV presentó la menor rotación descriptiva respecto al Muro Tipo I, con una reducción de 28.51%. Este resultado muestra una tendencia favorable, aunque ligeramente inferior al umbral de reducción planteado inicialmente.

Para suelo granular

En suelo granular, el Muro Tipo IV redujo la rotación en 38.96% respecto al Tipo I, evidenciando una mejora descriptiva en este indicador. Sin embargo, el mejor comportamiento rotacional correspondió al Muro Tipo III, que alcanzó una reducción de 53.48%.

En conjunto

Por tanto, la reducción de la rotación no dependió exclusivamente de la incorporación conjunta de puntera y talón. En suelo cohesivo, el Tipo IV presentó el mejor patrón rotacional; mientras que, en suelo granular, la configuración con solo talón mostró una respuesta más favorable.

6.1.3. Alcance de las conclusiones

Las conclusiones obtenidas corresponden a un análisis experimental comparativo desarrollado mediante modelación física a escala reducida en condición 1g. Por ello, los resultados deben interpretarse como evidencia relativa del comportamiento de las configuraciones ensayadas

bajo el protocolo de carga, geometría, instrumentación y preparación de suelos adoptado en la investigación.

Las dieciséis observaciones experimentales permitieron comparar el desempeño de cuatro configuraciones de muro en dos condiciones geotécnicas; sin embargo, no constituyen una base suficiente para extrapolar directamente los resultados al diseño de muros reales ni para afirmar una ley general de comportamiento. La finalidad del estudio fue identificar tendencias experimentales y diferencias relativas entre configuraciones, no establecer valores absolutos de diseño.

Asimismo, la investigación evaluó indicadores asociados a la pérdida de estabilidad del sistema muro–suelo, tales como sobrecarga crítica adimensional, desplazamiento horizontal, asentamiento vertical y rotación. Por tanto, los resultados no deben interpretarse como una verificación completa de estabilidad global a escala prototipo, sino como una aproximación experimental comparativa al comportamiento de las configuraciones estudiadas.

6.2. Recomendaciones

6.2.1. Recomendaciones derivadas de los resultados

a) Selección de configuración según tipo de suelo

Se recomienda que la selección de la configuración geométrica del muro no se realice de manera generalizada, sino diferenciando el tipo de suelo y el mecanismo de deformación predominante. Los resultados muestran que, bajo las condiciones experimentales evaluadas, la configuración con puntera y talón presentó el mejor desempeño global en suelo cohesivo, mientras que en suelo granular la configuración con solo talón fue la más eficiente. Por tanto, no debe asumirse una configuración única como óptima para todos los casos.

b) Evaluación integral del desempeño y del mecanismo de falla

Se recomienda que el desempeño de los muros de contención no sea evaluado únicamente a partir de la sobrecarga crítica alcanzada, sino mediante una interpretación integral de los desplazamientos horizontales, asentamiento vertical, rotación y mecanismo de falla observado. Los resultados de la investigación muestran que una configuración puede mejorar la capacidad frente a sobrecarga o reducir la deformación lateral, pero no necesariamente controlar de manera equivalente el asentamiento o la rotación.

En ese sentido, la evaluación debe considerar conjuntamente la capacidad resistente y la respuesta deformacional del sistema muro–suelo. Asimismo, la interpretación del mecanismo de falla debe apoyarse en la evolución de los registros instrumentales y en la observación del comportamiento físico del modelo, evitando concluir la superioridad de una configuración solo por un indicador aislado.

6.2.2. Recomendaciones metodológicas para ensayos similares

c) Control integral de condiciones iniciales, carga y frontera experimental

Se recomienda que, en ensayos físicos similares, se establezca un control integral de las condiciones iniciales del suelo, del sistema de aplicación de sobrecarga y de las condiciones de frontera del contenedor. La preparación del suelo debe reproducirse mediante un procedimiento estandarizado que permita controlar la humedad, densidad, granulometría, método de colocación y uniformidad inicial del medio, ya que pequeñas variaciones en estos parámetros pueden modificar la respuesta del sistema muro–suelo.

Asimismo, el sistema de sobrecarga debe mantener una geometría, ubicación y secuencia de aplicación constante entre observaciones experimentales, con el fin de evitar que las diferencias registradas se deban a variaciones en la forma de solicitación y no a la configuración del muro evaluado. De igual manera, las condiciones de frontera del contenedor deben ser consideradas desde el diseño del ensayo, procurando reducir efectos de borde, contacto lateral o restricciones no previstas que puedan alterar el desarrollo de deformaciones y mecanismos de pérdida de estabilidad.

d) Trazabilidad del criterio de colapso y de la sobrecarga critica adimensional

Se recomienda definir y aplicar criterios uniformes para identificar la condición crítica y calcular la sobrecarga crítica adimensional $\pi_{q_{crit}}$. Este criterio debe quedar documentado desde el procesamiento de datos, integrando la evolución de las curvas, los registros de sensores y la evidencia observacional. Una trazabilidad clara evita discrepancias interpretativas entre corridas y mejora la auditabilidad del análisis experimental.

e) Planificación logística de materiales y bancos de suelo

Se recomienda planificar con anticipación la selección, extracción, transporte, almacenamiento y acondicionamiento de los suelos utilizados en el modelo físico. Una

adecuada gestión de los bancos de material reduce variaciones entre lotes, evita retrasos durante la etapa experimental y favorece la homogeneidad del suelo empleado en las distintas corridas.

6.2.3. Recomendaciones para futuras investigaciones

f) Estudio paramétrico de puntera y talón

Se recomienda desarrollar investigaciones paramétricas que varíen sistemáticamente las longitudes de puntera y talón, así como la relación B/H, con el fin de identificar rangos geométricos óptimos según el tipo de suelo y el mecanismo de deformación predominante. Esto permitiría pasar de una comparación entre tipologías discretas a curvas de desempeño y criterios geométricos más generales.

g) Evaluación de distintos estados del suelo

Se recomienda ampliar el espectro de suelos y estados iniciales considerados, evaluando diferentes densidades relativas en suelos granulares y distintos contenidos de humedad, consistencias o grados de compactación en suelos cohesivos. Esto permitiría determinar cómo cambia la influencia de la puntera y el talón cuando varía la rigidez, resistencia y deformabilidad del suelo.

h) Incorporación de condiciones hidráulicas y drenaje

Se recomienda incorporar ensayos con presencia de agua, nivel freático, saturación parcial, infiltración o drenaje controlado. Estas condiciones son relevantes porque pueden modificar el empuje lateral, la resistencia movilizada, el asentamiento y la estabilidad global, especialmente en suelos cohesivos y en rellenos expuestos a cambios de humedad.

i) Evaluación de acciones sísmicas o pseudoestáticas

Se recomienda ampliar el enfoque experimental hacia condiciones sísmicas o pseudoestáticas, incorporando solicitaciones horizontales equivalentes o modelos

simplificados de carga dinámica. Esta línea permitiría analizar si la contribución relativa de la puntera y el talón se mantiene o cambia bajo condiciones de demanda lateral adicional.

j) Evaluación complementaria mediante centrífuga geotécnica

Se recomienda que futuras investigaciones empleen modelación física en centrífuga geotécnica, a fin de reproducir con mayor fidelidad el estado tensional del prototipo y evaluar la estabilidad global de los muros bajo condiciones de similitud más rigurosas. Esta metodología permitiría contrastar los resultados obtenidos en condición 1g, verificar la persistencia de las tendencias observadas para la inserción de puntera y talón, y reducir la incertidumbre asociada a la extrapolación de los resultados experimentales hacia condiciones reales de campo

Referencias

A. M. Osman, E., A. Hemada, A., & M. A. Mohamed, A. (2022). Density Control of Sandy Soil in Laboratory Model. *SVU-International Journal of Engineering Sciences and Applications*, *3*(2). https://doi.org/10.21608/svusrc.2022.157426.1067

A.S.T.M. (2002). *Standard Practice for Dry Preparation of Soil Samples for Particle-Size Analysis and Determination of Soil Constants*. ASTM International. https://kashanu.ac.ir/Files/D 421

A.S.T.M. (2017a). *Standard Test Method for Density of Soil in Place by the Drive-Cylinder Method (ASTM D2937–17)*. ASTM International. https://doi.org/10.1520/D2937-17E01

A.S.T.M. (2017b). *Standard Test Method for Determination of Water Content of Soil and Rock by Microwave Oven Heating (ASTM D4643–17)*. ASTM International.

A.S.T.M. (2021). *Standard Test Methods for Laboratory Determination of Density and Unit Weight of Soil Specimens (ASTM D7263–21)*. ASTM International. https://doi.org/10.1520/D7263-21

AASHTO. (2015). LRFD Bridge Design Specifications. In *Publication No. FHWA-NHI-14-007*.

Abdollahi, M., & Bolouri Bazaz, J. (2017). Reconstitution of sand specimens using a rainer system. *International Journal of Engineering, Transactions A: Basics*, *30*(10). https://doi.org/10.5829/ije.2017.30.10a.05

Abdulhussein Saeed, K. (2017). *Soil Mechanics Lectures*.

Akter, J., Aslam, M., Manan, A., Asif, M., Syed Zakir, A. S., & Hassan, A. (2025). Soil Compaction and Classification Analysis for Enhanced Load-Bearing Capacity in Construction. *European Journal of Theoretical and Applied Sciences*, *3*(1), 83–99. https://doi.org/10.59324/ejtas.2025.3(1).07

Al- Tae′e, A. Y., & Al-Ameri, A. F. (2011). *Estimation of relationship between coefficient of consolidation and liquid limit of middle and south iraqi soils*. *17*(3).

Al-salih, O., & Al-abboodi, I. (2023). Assessment of a new pluviation system designed to prepare uniform samples of sand. *Journal of King Saud University - Engineering Sciences*. https://doi.org/10.1016/j.jksues.2023.05.001

Arora, K. (2004). *Soil Mechanics and Foundation Engineering*.

Badillo, J. (2005). *Mecánica de suelos*. Mexico. Obtenido de. https://books.google.com.pe/books?hl=es&lr=&id=3OPOaDHQC8wC&oi=fnd&pg=PA25&dq=libro+de+mecanica+de+suelos&ots=e9_4koFn1g&sig=7eRVKirsGjxIdgsQUz6ofy6ABV8&redir_esc=y#v=onepage&q=libro de mecanica de suelos&f=false

Ballón, A., & Echenique, J. (2017). *Análisis de estabilidad de muros de contención de acuerdo a las zonas sísmicas del Perú*. https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/621687/ballon_ba.pdf?sequence=5

Barragán Ramírez, E. (2019). *Estudio comparativo entre muros de retención tipo gravedad y estabilizados mecánicamente con relleno de suelo granular*. UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.

Berney, E. S., Kyzar, J. D., & Oyelami, L. O. (2012). *Device Comparison for Determining Field Soil Moisture Content*. UU.: Geotechnical and Structures Laboratory, U.S. Army Engineer Research and Development Center. Obtenido de. https://directives.nrcs.usda.gov/sites/default/files2/1712939541/25787.pdf

Borja S., M. (2016). *Metodología de la investigación cientifica para ingenieros*. https://www.academia.edu/33692697/Metodología_de_Investigación_Científica_para_ingeniería_Civil

Bowles, J. E. (1982). *Propiedades Geofisicas de los Suelos*.

Briaud, J. L. (2023). Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils. In *Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils*. https://doi.org/10.1002/9781119788720

Brooks, H. (2010). *Basics of Retaining Wall Design: A Guide for the Practicing Engineer*. *8th*.

Budhu, M. (2011). *SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS*. JOHN WILEY & SONS, INC. https://kwkhaing.wordpress.com/wp-content/uploads/2014/12/budhu-soil-mechanics-foundations-3rd-txtbk.pdf

Butterfield, R. (1999). Dimensional analysis for geotechnical engineers. *Geotechnique*, *49*(3).

https://doi.org/10.1680/geot.1999.49.3.357

Calavera, J. (1989). *Muros de contención y muros de sótano* (Segunda ed, Vol. 2). https://www.academia.edu/28519939/MUROS_DE_CONTENCION_Y_MUROS_DE_SOTANO_2_a_edición

Carmona Álvarez, J. E. (2019). *Análisis de la compacidad relativa en la construcción de muestras de arena usando técnicas experimentales de pluviación y modelamientos con el método de elementos discretos (DEM)*. http://hdl.handle.net/11349/24433

Carter, M., & Bentley, S. (2016). *Soil Properties and their Correlations*. John Wiley & Sons. http://ndl.ethernet.edu.et/bitstream/123456789/1486/1/306.pdf

Casagrande, A., & Fadum, R. (1940). *Notes on Soil Testing for Engineering Purposes*. https://trid.trb.org/View/119096

Chen, J., Olson, S. M., Banerjee, S., & Dewoolkar, M. M. (2022). Water Content of Moist-Tamped Nonplastic Specimens for Constant-Volume Direct Simple Shear Testing. *Geotechnical Testing Journal*. https://www.researchgate.net/publication/356613783_Water_Content_of_Moist-Tamped_Nonplastic_Specimens_for_Constant-Volume_Direct_Simple_Shear_Testing

Chinchay Poma, D. A. (2017). *ANÁLISIS EN ELEMENTOS FINITOS CON EL MODELO UBCSAND DE ENSAYOS TRIAXIALES MONOTÓNICOS EN ARENAS PARA EVALUAR LICUACIÓN*.

Clayton, C. R. I., Woods, R. I., Bond, A. J., & Milititsky, J. (2013). Earth pressure and Earth-retaining structures: Third edition. In *Earth Pressure and Earth-Retaining Structures: Third Edition*. https://doi.org/10.1201/b16967

Coduto, D. P., Kitch, W. A., & Yeung, M. R. (2016). *Principles and Practices*.

Cordeiro, J. S., Eloi, D. M., Araújo, S., Brito, H., & Da Luz, J. A. M. (2022). Microwave aquametry according to ASTM D4643-17 for moisture determination in iron ore tailings / Aquametria de microondas de acordo com a ASTM D4643-17 para determinação da humidade em rejeitos de minério de ferro. *Brazilian Journal of Development*, *8*(1). https://doi.org/10.34117/bjdv8n1-384

Craig, R. F. (2004). *CRAIG'S SOIL MECHANICS* (Seventh Ed).

Crespo Villalaz, C. (2004). *Mecánica de suelos y cimentaciones* (Quinta Edi). https://es.slideshare.net/slideshow/mecanica-de-suelos-crespo-villalaz/38288718

Cubrinovski, M., & Ishihara, K. (2002). Maximum and minimum void ratio characteristics of sands. *Soils and Foundations*, *42*(6), 65–78. https://doi.org/10.3208/sandf.42.6_65

da Fonseca, A. V., Cordeiro, D., & Molina-Gómez, F. (2021). Recommended Procedures to Assess Critical State Locus from Triaxial Tests in Cohesionless Remoulded Samples. In *Geotechnics* (Vol. 1, Issue 1). https://doi.org/10.3390/geotechnics1010006

da Fonseca, A. V., & Molina Gómez, F. (2024). Procedimientos de ensayos avanzados de laboratorio para evaluar los parámetros hidromecánicos esenciales para modelar suelos y materiales geotécnicos. *Revista Minería*.

Das, B. M. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones* (Séptima edición).

Das, B. M. (2015). *FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA*.

Das, B. M. (2019). Advanced Soil Mechanics. In *Advanced Soil Mechanics*. https://doi.org/10.1201/9781351215183

Das, B. M., & Sivakugan, N. (2017). *Principles of Foundation Engineering*. United States of America: Cengage Learning, Inc.

Dhamdhere, D., Rathi, V., & Kolase, P. (2022). Design and Analysis of Retaining Wall. *International Journal of Management, Technology And Engineering*, *8*(IX).

Dorador, L., & Villalobos, F. A. (2020). Scalping techniques in geomechanical characterization of coarse granular materials. *Obras y Proyectos*, *28*. https://doi.org/10.4067/s0718-28132020000200024

Duque Escobar, G., & Escobar P., C. E. (2016). *GEOMECÁNICA*. 136–171.

Frost, J. D., & Park, J. Y. (2003). A Critical Assessment of the Moist Tamping Technique. *Geotechnical Testing Journal. Obtenido De*. https://www.researchgate.net/publication/245403485_A_Critical_Assessment_of_the_Moist_Tamping_Technique

Garza Vásquez, L. (2010). *Diseño de Estructuras de Cimentación*. Universidad Nacional de Colombia.

Geotechnical Engineering Office. (2020). *Guide to Retaining Wall Design (Geoguide 1)*.

González, C. M., & Romo, M. P. (2011). *Formación de grandes volúmenes de arena mediante pluviación*.

Hariprasad, C., Rajashekhar, M., & Umashankar, B. (2016). Preparation of Uniform Sand Specimens Using Stationary Pluviation and Vibratory Methods. *Geotechnical and Geological Engineering*, *34*(6). https://doi.org/10.1007/s10706-016-0064-0

Harmsen, T. (2002). El concreto y sus componenetes. *Diseño De Estructuras De Concreto Armado*, 11–27.

Harmsen, T. E. (2018). Diseño De Estructuras De Concreto Armado. In *Pontificia Universidad católica del Perú*.

Heim, N., & Henke, S. (2024). *Development of a sand-pluviation test stand to investigate pluviation considering air-resistance and (partial) vacuum-conditions* .

Holm, T. A., & Ries, J. P. (2007). ESCSI Reference Manual for the Properties and Applications of Expanded Shale, Clay and Slate Lightweight Aggregate. *Reference Manual for the Properties and Applications of Expanded Shale, Clay and Slate Lighweight Aggregate*, *84117*(April), 6–3 to 6–36.

Holtz, R. D., & Kovacs, W. D. (1981). *An Introduction to Geotechnical Engineering* (p. 746).

José Leoni, A. (n.d.). *RESISTENCIA AL CORTE*.

Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (2012). *Mecánica de Suelos*.

Mehta, P. K., & Monteiro, P. J. M. (2014). Concrete: Microstructure, Properties, and Materials. In *Concrete: Microstructure, Properties, and Materials, Fourth Edition*.

Ministerio de Trasportes y Comunicaciones. (2016). Manual de ensayo de materiales. *Manual de Ensayo de Materiales*, 1264. https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/documentos/manuales/Manual Ensayo de Materiales.pdf

Ministerio de Vivienda, C. y S. (2020). Norma E-050 Suelo y Cimentaciones. In *Resolución Ministerial N° 048-97-MTC/15.VC del 27 de enero de 1997*.

Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2010). *Norma técnica CE.010 Pavimentos urbanos*. 68. http://www.vivienda.gob.pe/%5Cnhttp://app.knovel.com/

Miura, S., & Toki, S. (1982). A Sample Preparation Method and its Effect on Static and Cyclic Deformation-Strength Properties of Sand. *Soils and Foundations*, *22*(1), 61–77. https://doi.org/10.3208/SANDF1972.22.61

Muhauwiss, F. M. (2013). Foundation Engineering. *Design and Analysis of Retaining Walls*.

Multiquip. (2011). *SOIL COMPACTION HANDBOOK*.

Murthy, V. N. S. (2002). *Geotechnical Engineering*.

Navy, U. S. (1982). *NAVFAC DM 7.1*. https://vulcanhammer.net/wp-content/uploads/2017/01/dm7_01.pdf

Nazem, M., & Moavenian, M. H. (2021). Alternative remeshing techniques for large deformation analysis of geotechnical problems. *Computers and Geotechnics*, *138*, 104344. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2021.104344

Neville, A. M., & Brooks, J. J. (2010). Concrete technology. In *United kingdom, prentice Hall* (Second edition, Vol. 3, Issue 2).

Padilla Velázquez, R. R. (n.d.). *RELACIONES DE FASE EN LA INGENIERÍA GEOTÉCNICA MODERNA*. 1–11.

Polito, C. P., Martin, J. R., & Sibley, E. L. D. (2024). *The Effect of Non-Plastic Fines Content on Pore Pressure Generation Rates in Cyclic Triaxial and Cyclic Direct Simple Shear Tests*. 2410–2427. https://www.mdpi.com/2673-4117/5/4/126

Reglamento Nacional de Edificaciones. (2012). *NORMA CE.020 SUELOS Y TALUDES*.

Riquelme, J., & Dorador, L. (2014). Metodología para determinar densidades máxima y mínima en suelos granulares gruesos a partir de ensayos de laboratorio de escala reducida. *VIII Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*, *December*, 1–11. https://www.researchgate.net/publication/270216113_Metodologia_para_determinar_densid

ades_maxima_y_minima_en_suelos_granulares_gruesos_a_partir_de_ensayos_de_laboratorio_de_escala_reducida

Sampieri Hernandez, R., Collado Fernández, C., & Baptista Lucio, M. del P. (2014). Metodología de la Investigación -sampieri- 6ta EDICION. In *Mc Graw Hill Education*.

Samtani, N. C., Nowatzki, E. A., & Mertz, D. R. (2010). *Selection of Spread Footings on Soils to Support Highway Bridge Structures*.

Scott, R. (1989). Centrifuge and Modeling Technology: A Survey. *Rev. Franc. Geotech*, *48*, 15–34.

Shrawankar, G. K., & Gangwal, S. (2024). *Design and Analysis of Retaining Wall Structures*.

Simeón, Y. (2018). *Determinación y Evaluación de las patologías del concreto en el muro de contención del margen derecho del rio Vizcarra (0+000 – 1+200) del distrito de La Unión, Provincia de Dos de Mayo, departamento de Huánuco – 2018*. https://hdl.handle.net/20.500.13032/6685

Sonin, A. A. (2001). The physical basis of dimensional analysis. *Book*.

Taylor, D. (1942). *Research on Consolidation of Clays*. https://babel.hathitrust.org/cgi/pt?id=wu.89080445570&seq=1

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*.

Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*.

Timchenko, R. A., Krishko, D. A., & Savenko, V. O. (2017). EXPERIMENTAL RESEARCH TECHNIQUE OF RETAINING WALLS OF A SPECIAL TYPE. *ACADEMIC JOURNAL Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, *2*(49), 221–226. https://doi.org/10.26906/znp.2017.49.846

Torres Belandria, R. Á. (2008). Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado. *Universidad De Los Andes Facultad De Ingenieria Merida –Venezuela*.

U. S. Department Defense. (2023). *Unified Facilities Criteria Program (UFC) / Unified Facilities Guide Specifications (UFGS) (UFGS 31 00 00 – Earthwork)* (pp. 31 00 00 –).

Verruijt, A. (2018). *An Introduction to Soil Mechanics*.

Villalobos, F. (2016). *Mecánica de Suelos*. https://books.google.com.pe/books?hl=es&lr=&id=1ALpDwAAQBAJ&oi=fnd&pg=PR10&dq=libro+de+mecanica+de+suelos&ots=Fr3zDebk8m&sig=uJ8hR3BZZMUDpHlDWor3XGhP98A&redir_esc=y#v=onepage&q&f=false

Wang, K., Liu, G., Zhang, Y., & Lin, J. (2022). Quantification of the Active Lateral Earth Pressure Changes on Retaining Walls at the Leading Edge of Steep Slopes. *Frontiers in Earth Science*, *10*(March), 1–15. https://doi.org/10.3389/feart.2022.796232

Washington State Department of Transportation (WSDOT). (2026). *WSDOT Errata to FOP for AASHTO T 99: Moisture–Density Relations of Soils Using a 2.5 kg (5.5 lb) Rammer and a 305 mm (12 in.) Drop*. Washington State Department of Transportation (WSDOT). Obtenido de. https://wsdot.wa.gov/publications/manuals/fulltext/m46-01/t99.pdf

Whitlow, R. (1999). *Fundamentos de mecanica de suelos*. España.

Wood, D. M. (2004). *Geotechnical Modelling*.

Xiao, B., Zhou, P., & Wu, S. (2024). Creep Characteristics of Reconstituted Silty Clay under Different Pre-Loading Path Histories. *Buildings*. https://www.mdpi.com/2075-5309/14/5/1445

Yin, Z. yu, Wang, H. lin, & Geng, X. yu. (2022). Physical model testing in geotechnical engineering. *Journal of Zhejiang University: Science A*, *23*(11), 845–849. https://doi.org/10.1631/jzus.A22PMTGE

Capítulo VII: Anexos

Anexo A: Protocolos experimentales

Anexo A.1. Colocación de suelo cohesivo por el método de apisonado húmedo

Materiales

- Balanza (precisión de gramos)
- Recipientes plásticos
- Pala pequeña
- Recipientes de porcelana mediano tipo bowl
- Recipientes de porcelana mediano tipo vaso
- Pisón manual (3095 g)
- Cilindro de penetración (55 mm x 41 mm)
- Horno microondas (700 W)
- Flexómetro
- Nivel de mano
- Regla de metal

Muestra

a. Extraer la muestra de una calicata o un talud expuesto. Se deberá extraer una cantidad considerable para realizar los ensayos a escala.
b. Almacenar la muestra debidamente en sacos revestidos de plástico interior para no perder material fino y tampoco el contenido de humedad.

Secado de muestra

a. Secar la muestra mediante el método del secado al aire libre según la norma ASTM D421. En un ambiente cerrado extender la muestra sobre un plástico, dejar secar por

un mínimo de 72 horas. Durante este secado remover la muestra cada 12 - 24 horas para lograr un secado más uniforme.

b. Recoger la muestra en sacos herméticos e impermeable para el traslado o almacenamiento hasta la siguiente etapa.

Preparación del material (24 horas antes)

a. Desmenuzar los terrones, generados por acumulación de partículas, manualmente y utilizando martillo de goma o una herramienta equivalente hasta lograr un diámetro máximo de partículas máximo de 10 mm.
b. Realizar el tamizado de la muestra con una malla de aberturas de 10 mm.
c. Determinar el contenido de humedad inicial ($w\%_{inicial}$) de la muestra utilizando el método estándar de la norma ASTM D2216.

Humedecimiento del material

a. Definir el contenido de humedad objetivo ($w\%_{objetivo}$).

Nota. Este valor de contenido de humedad se determinó a través de las pruebas piloto realizadas, observando si el suelo ofrece la respuesta deformacional esperado.

b. Separar la muestra de suelo en porciones más pequeñas para poder realizar el humedecimiento de forma manual.
c. Calcular el peso de la porción de suelo que se desee humedecer ($M_{sueloinicial}$) utilizando la balanza.
d. Calcular la cantidad de agua a agregar (M_{agua}) utilizando las siguiente fórmulas.

$$M_{agua} = (M_{aguaxgramo})(M_{sueloinicial})$$

$$M_{aguaxgramo} = \left(\frac{w\%_{objetivo} - w\%_{inicial}}{1 + w\%_{inicial}}\right)$$

Donde:

M_{agua} : Masa de agua a agregar (g)

$M_{sueloinicial}$: Masa de suelo a humedecer (g)

$M_{aguaxgramo}$: Masa de agua a agregar por gramo de suelo (g)

$w\%_{objetivo}$: Contenido de humedad objetivo (%)

$w\%_{inicial}$: Contenido de humedad inicial (%)

e. Pesar el agua calculada para la porción de suelo a humedecer utilizando la balanza.

f. Verter el agua en la muestra de suelo a humedecer y amasar durante aproximadamente 3 minutos o hasta que no se observen zonas más claras/oscuras de humedad, utilizando guantes y palas pequeñas.

g. Almacenar el suelo humedecido en un recipiente hermético que impida la salida y entrada de humedad.

h. Continuar con las otras porciones del suelo a humedecer hasta terminar con la totalidad de la muestra necesaria para el ensayo a escala reducida y almacenar en su conjunto en el recipiente hermético.

i. Dejar reposando la muestra durante un mínimo de 24 horas para homogenizar el contenido de humedad en todo su conjunto y que no existan partes con mayor o menor contenido de humedad.

j. Comprobar la humedad alcanzada ($w\%$) utilizando el ensayo de contenido de humedad estándar (ASTM D2216). Esta humedad deseablemente debe estar entre ±1 % de la humedad objetivo y como máximo a ±2 % de la humedad objetivo. Si no se alcanza esta humedad existen dos situaciones:

    - Si la humedad es demasiado alta (más de 2% de la humedad objetivo), dejar secar la muestra durante 12 horas utilizando secado al aire libre en un

ambiente cerrado (ASTM D421) y medir su contenido de humedad mediante ASTM D2216; si aún es demasiado alto dejar 12 horas más y si es menor al contenido de humedad objetivo, proceder a humedecer nuevamente, pero considerando este nuevo contenido de humedad como el inicial.

- Si la humedad es demasiado baja (menos de 2% de la humedad objetivo), calcular la cantidad de agua a agregar para alcanzar la humedad objetivo.

k. Realizar el ensayo del horno microondas para la obtención del contenido de humedad de la muestra humedecida según ASTM D4643, y corroborar que exista una diferencia máxima de ±1% con el valor del contenido de humedad obtenido mediante el método estándar según ASTM D2216. Este control doble se utiliza para validar la confiabilidad del método por microondas.

Fijación del sistema de compactación manual

a. Construir un pisón manual de concreto y mango metálico con las siguientes dimensiones:

Tabla A.1

Dimensiones del pisón manual para compactación

Largo	120 mm
Ancho	80 mm
Alto	110 mm
Alto con mango	800 mm
Masa total	3095 g

b. Definir el sistema de compactación para las zonas de relleno de suelo cohesivo, estas deben estar de acuerdo a las siguientes gráficas.

Figura A.1

Identificación de zonas de relleno de suelo Cohesivo

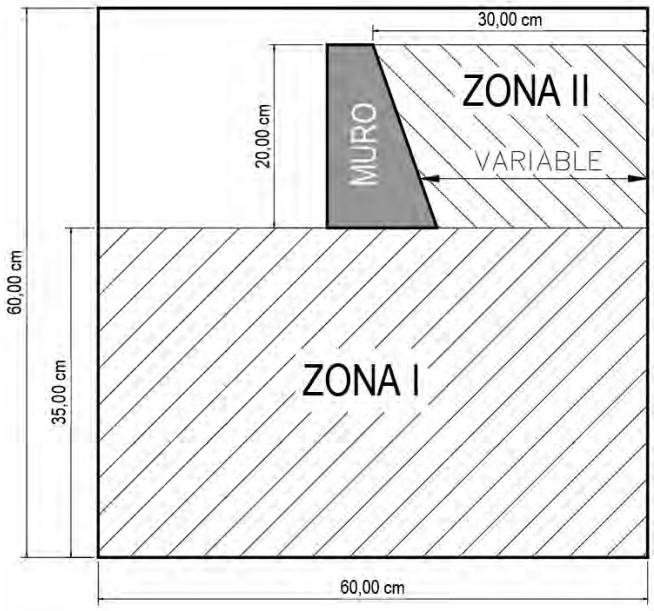
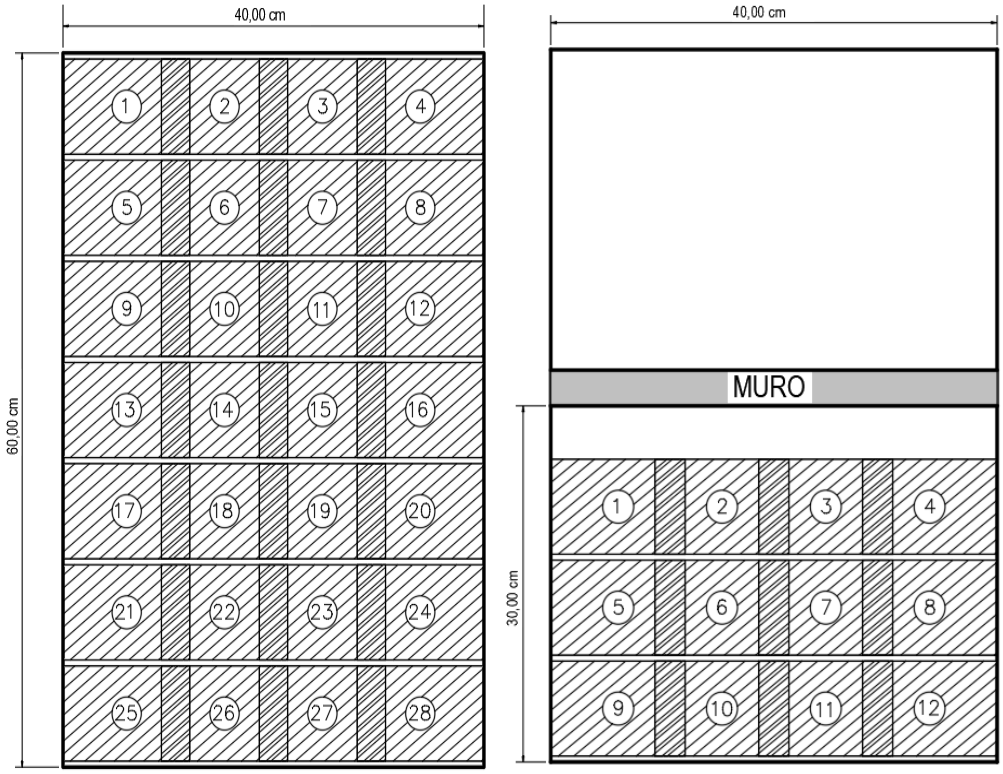


Figura A.2

Patrón de compactación de relleno de arcilla en la zona I y zona II



Colocación de suelo por capas

a. Definir el espesor de las capas a rellenar con suelo cohesivo a 4cm.

b. Definir la densidad seca objetivo (ρ_d).

Nota. Este valor de densidad seca se determinó a través de las pruebas piloto realizadas, observando si el suelo ofrece la respuesta deformacional esperado.

c. Calcular el volumen de la capa de suelo a rellenar (V) considerando las dimensiones de la caja de ensayos y la zona en la que se desee colocar el suelo cohesivo (zona I o II).

d. Calcular la masa de suelo húmedo ($M_{suelohúmedo}$) a colocar para las capas a llenar con suelo cohesivo utilizando las siguientes fórmulas:

$$M_{suelo\ seco} = (\rho_d)(V)$$

$$M_{suelo\ húmedo} = M_{suelo\ seco}(1 + w\%)$$

Donde:

V : Volumen de la capa a llenar (cm^3)

ρ_d : Densidad seca objetivo (g/cm^3)

$w\%$: Contenido de humedad de la muestra (%)

$M_{suelo\ seco}$: Masa de suelo seco (g)

$M_{suelo\ húmedo}$: Masa de suelo húmedo (g)

e. Utilizando la balanza, medir la masa calculada.

f. Verter el suelo cohesivo y repartir de forma manual, generando una capa lo suficientemente nivelada para comenzar con la compactación.

g. Comenzar con la compactación, 2 golpes en cada punto con una altura de 20 cm.

Nota. La energía de compactación (2 golpes por punto) se definió a partir de las pruebas piloto, donde se verificó que esta cantidad permitía reproducir la densidad seca objetivo sin daño excesivo a las capas inferiores.

h. Corroborar que la altura alcanzada sea el espesor objetivo, si no se cumplió con esta altura revisar los cálculos y corregir si existiese un error, extraer el suelo y volver a realizar el relleno con las correcciones realizadas.

Nota. La primera capa debe alcanzar un espesor físico aproximado de 4.00 cm dentro de la caja de ensayos; la segunda capa debe completar un espesor acumulado entre 7 - 8 cm y las capas subsecuentes deben presentar un espesor entre 4.00 - 3.50 cm cada una, debido a la compactación progresiva del sistema. Sin embargo, para el cálculo del volumen necesario para determinar la masa de suelo por capa se debe adoptar un espesor teórico de 4 cm, dado que la reducción del espesor

físico es consecuencia del confinamiento acumulado y no altera la masa objetivo requerida para alcanzar la densidad seca establecida en el diseño experimental. Esta consideración fue verificada previamente durante las pruebas piloto.

i. Realizar surcos de 1 cm de ancho y una profundidad de 0.5 cm (aproximadamente) en ambos sentidos con una separación de 3 cm entre cada surco.
j. Realizar 10 capas para el llenado de suelo cohesivo en la zona I, utilizando un espesor teórico de 4 cm para el cálculo de masa, obteniéndose espesores físicos aproximados entre 4.00 - 3.50 cm debido a la compactación progresiva. Una vez llegado a una altura aproximada de 35 cm, nivelar con regla metálica y nivel de mano la capa final. Esto último con la finalidad de obtener una capa nivelada para la colocación del muro a escala (según protocolo de colocación de muro)
k. Proseguir de forma equivalente con el llenado de arcilla para la zona II (trasdós del muro).
l. Calcular el volumen y masa de suelo cohesivo a colocar, de cada capa correspondiente a la zona II, de forma independiente pues dependerá de la forma de la parte trasera del muro ensayado.
m. Realizar 5 capas de 4.00 - 3.50 cm de espesor cada una, con un espesor de cálculo de 4 cm. Las únicas excepciones serán las dos últimas capas que tendrán un espesor teórico de capa de 4.50 cm para llegar exactamente a la altura de la corona del muro.
n. Para el compactado, seguir la distribución ya especificada para la zona II, sin embargo, la zona de compactación debe estar separada 2 cm a 3 cm del muro a escala colocado.
o. Realizar ensayos de prueba de calidad cada 4 capas de llenado de suelo cohesivo.

p. Concluida la última capa de llenado de suelo cohesivo, nivelar con regla metálica y con nivel de mano para tener una superficie plana y uniforme para la colocación de las cargas (según protocolo de colocación de cargas).

Control de calidad

a. Previo a la realización de cada ensayo realizar un control del contenido de humedad de la muestra mediante el método del horno microondas (ASTM D4643). Corroborar que la humedad este entre ±1% de la humedad objetivo, aceptándose un máximo de ±2%. Si no se llega a este rango de humedad, tomar las consideraciones de la sección A.1.5.j de este protocolo.

b. Cada cuatro capas de llenado del suelo cohesivo realizar el ensayo del cilindro de penetración, el cual debe ser metálico, afilado en uno de sus lados y poseer las siguientes dimensiones:

Tabla A.2

Dimensiones del cilindro de penetración

Diámetro	55 mm
Altura	41 mm

c. Hincar el cilindro metálico en la capa a ensayar y luego extraerlo con cuidado, si en caso se perdiese algún terrón, rellenar con cuidado con la misma tierra removida. Si no se llena totalmente de tierra el cilindro metálico, medir la altura restante para reducirlo del volumen de tierra extraído.

d. Extraer el suelo contenido en el cilindro metálico al recipiente de porcelana grande. Medir su masa con la balanza, este será la masa de suelo húmedo ($M_{Húmeda}$).

e. Colocar este recipiente con el suelo en el horno microondas. Junto a este colocar el recipiente de porcelana pequeño lleno de agua fría.
f. Comenzar con el primer ciclo de calentamiento en horno microondas el cual es de 2 minutos de duración.
g. Extraer la muestra del horno microondas protegiendo en todo momento la mano con guantes para el calor.
h. Dejar enfriar durante 30 segundos y medir la nueva masa de la muestra con la balanza. Registrar este dato en la ficha de recolección de datos.
i. Extraer también el recipiente de porcelana con agua y reemplazar con otra porción de agua fría.
j. Remover la muestra de suelo con mucho cuidado para el siguiente ciclo de calentamiento.
k. Colocar nuevamente el recipiente con el suelo y el recipiente pequeño con el agua fría y comenzar con el siguiente ciclo de 1 minuto de duración.
l. Extraer la muestra, dejar enfriar, medir la nueva masa y cambiar el agua fría.
m. Volver a colocar la muestra en el horno microondas y continuar con los ciclos de 1 minuto de calentamiento sucesivamente.
n. Registrar el valor de la masa obtenida en cada ciclo, hasta encontrar un valor de la masa constante, que será el valor de la masa seca de la muestra (M_{Seca}).
o. Calcular el contenido de humedad obtenido mediante el ensayo de horno microondas (ASTM D4643) utilizando la siguiente fórmula:

$$w\% = \frac{M_{Húmeda} - M_{Seca}}{M_{Seca}}$$

Donde:

$M_{Húmeda}$: Masa de suelo húmedo (g)

M_{Seca} : Masa de suelo seco (g)

$w\%$: Contenido de humedad (%)

p. Corroborar que el error absoluto entre la humedad alcanzada y la humedad objetivo este entre ±1 punto porcentual, aceptándose un máximo de ±2 puntos porcentuales. Si no se llega a este rango de humedad rechazar la capa evaluada y volver a colocar la arcilla para esta capa. Si el error es continuo, reevaluar el suelo ensayado según la sección A.1.5.j de este protocolo.

q. Calcular la densidad seca alcanzada utilizando la siguiente fórmula:

$$\rho_d = \frac{M_{Seca}}{V_{Cilindro}}$$

Donde:

M_{Seca} : Masa de suelo seco (g)

$V_{Cilindro}$: Volumen de cilindro de penetración (cm^3)

r. Corroborar que la densidad seca tenga un valor dentro de ±3% de la densidad seca objetivo. Si no se llega a este rango, rechazar la capa evaluada y volver a colocar la arcilla para esta capa

Anexo A.2. Colocación de suelo granular mediante método de lluvia de arena

Materiales

- Regla de metal
- Balanza (precisión en gramos)
- Recipientes plásticos
- Pala pequeña
- Flexómetro
- Embudo
- Placa Perforada
- Nivel de mano
- Guías de Pluviación (con tensores para el sostenimiento de la placa perforada)

Muestra

a. Extraer la muestra de una calicata o un talud expuesto. Se deberá extraer una cantidad considerable para realizar los ensayos a escala.
b. Almacenar la muestra debidamente en un ambiente cerrado, sobre un plástico hermético para que comience su secado al aire libre inicial. Durante 72 horas como mínimo según ASTM D421.
c. Verificar empíricamente que la muestra este lo suficientemente seca para proceder con su posterior tamizado. Para ello verificar los siguientes 2 criterios.
    - Presionar la muestra con los dedos y observar que no se forme ningún terrón.
    - Verificar paso libre por un tamiz de aberturas de 2 mm sin adherencia.
d. Si la arena no cumple con alguno de estos criterios, dejar secar 24 horas más y volver a verificar.

Preparación de la muestra

a. Realizar el tamizado de la muestra con una malla de aberturas de 2 mm.
b. Almacenar la muestra tamizada en un ambiente cerrado sobre un plástico hermético, dejar secar por un mínimo de 72 horas (ASTM D421). Durante este secado remover la muestra cada 12-24 horas para lograr un secado más uniforme.
c. Verificar nuevamente que la muestra este lo suficientemente seca utilizando los 2 criterios presentados en la sección 3.7.2.2.c. Si la arena no cumple con alguno de estos criterios, dejar secar 24 horas más y volver a verificar.
d. Controlar la humedad ($w\%$) alcanzada por la muestra utilizando el procedimiento estándar de secado en horno de 105°C-110°C según ASTM D2216.

Nota. Considerar este contenido de humedad como el valor estándar que se debe alcanzar para todos los ensayos, para que cada uno de estas pruebas se realicen en las mismas condiciones de humedad.

Colocación de suelo por capas

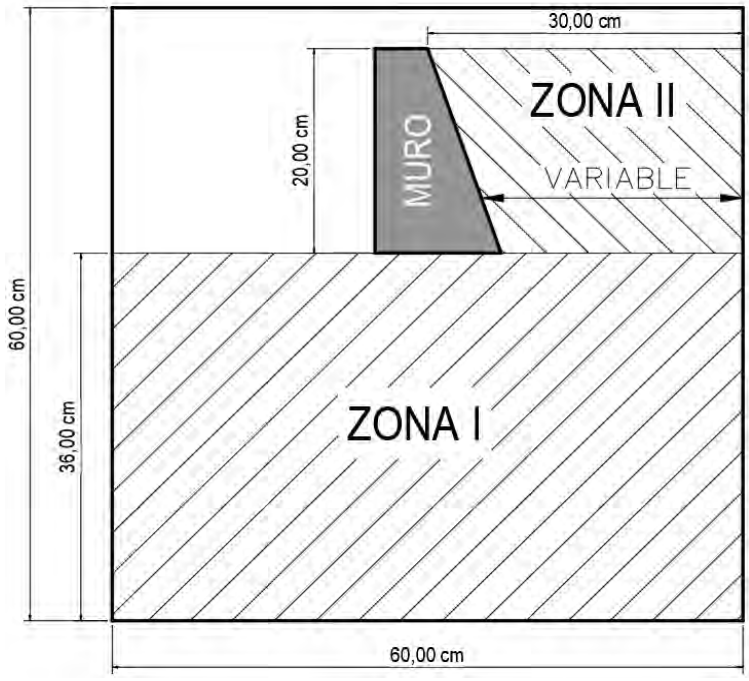
a. Antes de iniciar cada jornada de llenado de suelo granular, calcular el contenido de humedad del suelo mediante ASTM D2216. Verificar que esta humedad sea tenga una diferencia máxima de 1 punto porcentual del contenido de humedad ($w\%$) estándar calculado en la sección 3.7.2.3.d.
b. Definir el espesor de 4 cm de las capas a rellenar con suelo granular.
c. Definir la densidad seca objetivo (ρ_d).

Nota. Este valor de densidad seca se determinó a través de las pruebas piloto realizadas, observando si con las condiciones de la lluvia de arena que se presentarán a continuación se puede reproducir la misma densidad seca.

d. Calcular el volumen de la capa de suelo a rellenar (V) considerando las dimensiones de la caja de ensayos y la zona en la que se desee colocar el suelo granular (zona I o II).

Figura A.3

Identificación de zonas de relleno de suelo Granular



e. Calcular la masa de suelo secado al aire libre ($M_{suelo\ húmedo}$) a colocar para las capas a llenar con suelo granular utilizando las siguientes fórmulas:

$$M_{suelo\ seco} = (\rho_d)(V)$$

$$M_{suelo\ húmedo} = M_{suelo\ seco}(1 + w\%)$$

Donde:

V : Volumen de la capa a llenar (cm^3)

ρ_d : Densidad seca objetivo (g/cm^3)

$w\%$: Contenido de humedad de la muestra (%)

$M_{suelo\ seco}$: Masa de suelo seco (g)

$M_{suelo\ húmedo}$: Masa de suelo secado al aire libre (g)

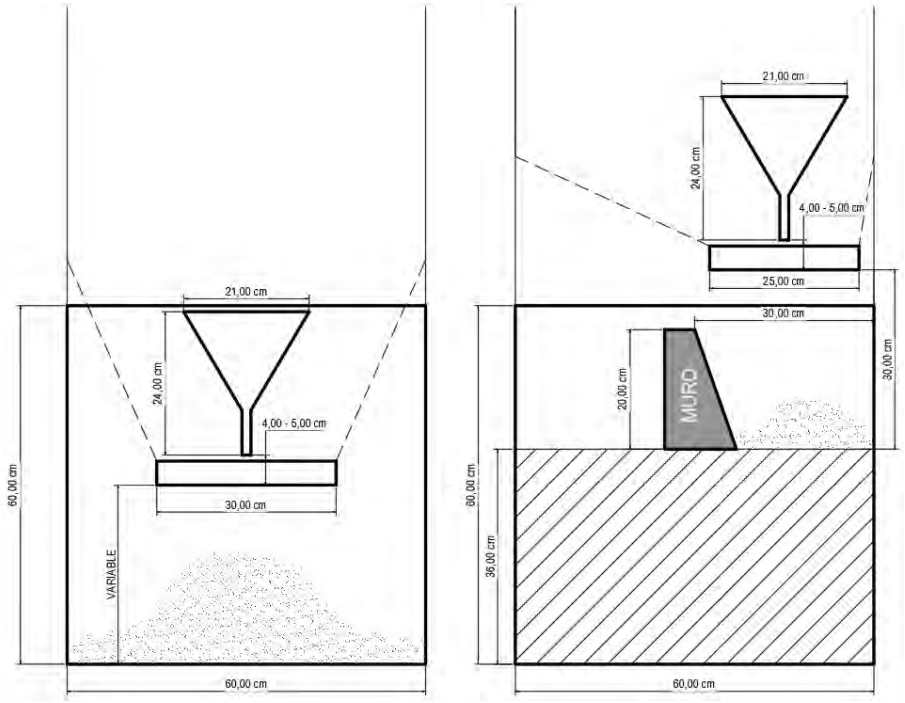
Nota. La masa de suelo húmedo ($M_{suelohúmedo}$) es la masa de suelo secada al aire libre según ASTM D421 el cual contiene un contenido de humedad residual (w%) bajo.

f. Utilizando la balanza, medir la masa calculada en gramos.

g. Configurar el sistema de lluvia de arena considerando la siguiente gráfica para la zona I y la Zona II de llenado de suelo.

Figura A.4

Configuración del sistema de pluviación en la zona I y II de llenado de suelo granular



h. Poseer el embudo que debe tener las siguientes dimensiones:

Tabla A.3

Dimensiones del embudo

Altura	240 mm
Diámetro abertura superior	210 mm
Diámetro boquilla	15 mm

i. Poseer la placa perforada que debe tener las siguientes dimensiones:

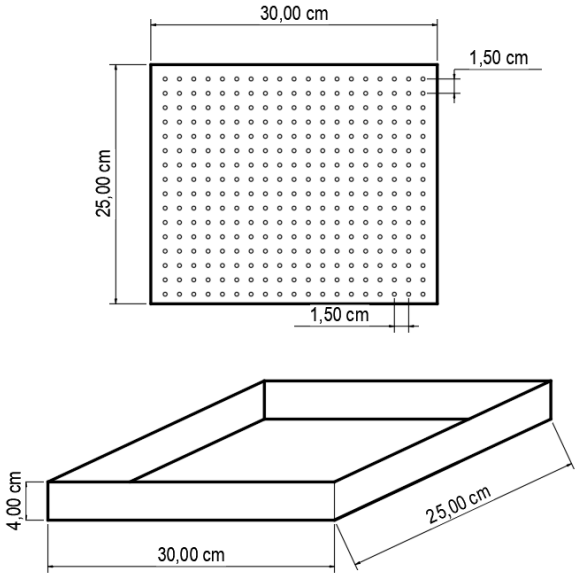
Tabla A.4

Dimensiones de placa metálica para método de lluvia de arena

Área de placa	25 cm x 30 cm = 750 cm^2
Diámetro de agujeros	4 mm
Distancia entre agujeros	1.50 cm

Figura A.5

Placa perforada para método de pluviación de arena



j. Ajustar la posición de la placa perforada para el llenado de suelo granular en la zona I, para ello ajustar los tensores hasta generar que la placa se encuentre nivelada (utilizando el nivel de mano) y que se encuentre a la altura de 30 cm de la base de la capa a llenar.

Nota. La altura de 30 cm y las dimensiones del embudo fueron establecidos a partir de pruebas piloto, donde se verificó que produce una densidad relativa estable y reproducible.

k. Asegurar los extremos de los tensores en las guías de pluviación de cada esquina de la caja de ensayos.

l. Colocar manualmente el embudo de plástico a una altura entre 4 cm a 5 cm de la placa perforada.

m. Verter en porciones pequeñas el suelo granular calculado en el embudo, el cual debe moverse a lo largo de la superficie de la placa perforada para distribuir el suelo granular de mejor manera.

n. Concluido el vertido de la masa para la capa objetivo a llenar de suelo granular, con la regla metálica mover suavemente el suelo que quede entre los orificios de la placa perforada para terminar de verterlo.

Nota. Evitar golpear o vibrar la placa perforada durante toda la pluviación, ya que esto altera la densidad alcanzada.

o. Nivelar el suelo colocado en la caja de ensayos suavemente utilizando la regla metálica, sin presionar ni golpear, para obtener una superficie plana.

p. Medir el espesor alcanzado (h) por la capa y verificar que sea muy cercana sea de 4 cm (+-2mm). Durante este proceso se pueden generar dos escenarios:

- Si no se cumple con este espesor; rechazar la capa, retirar el suelo y volver a llenarla.

- Si se cumple con el espesor alcanzado; aceptar la capa y continuar con la siguiente capa.

q. Calcular el valor de la densidad seca ($\rho_d{}'$) alcanzada utilizando la siguiente fórmula:

$$\rho_d' = \frac{M_{suelo\ húmedo}}{(A)(h)}$$

Donde:

A : Área en planta promedio de la capa (cm^2)

$\rho_d{}'$: Densidad seca alcanzada (g/cm^3)

h : Espesor alcanzado de la capa llenada (cm)

$M_{suelo\ húmedo}$: Masa de suelo secado al aire libre (g)

r. Calcular la relación de vacíos alcanzada (e'), utilizando la siguiente fórmula:

$$e' = \frac{G_s \rho_w}{\rho_d{}'} - 1$$

Donde:

e' : Relación de vacíos alcanzada

$\rho_d{}'$: Densidad seca alcanzada (g/cm^3)

ρ_w : Densidad del agua (1 g/cm^3)

G_s : Gravedad específica del suelo granular

s. Calcular la densidad relativa alcanzada (Dr') utilizando la siguiente fórmula:

$$Dr' = \frac{e_{máx} - e'}{e_{máx} - e_{mín}} * 100\%$$

Donde:

e' : Relación de vacíos alcanzada

$e_{máx}$: Relación de vacíos máxima (0.858)

$e_{mín}$: Relación de vacíos mínima (0.444)

Dr : Densidad relativa (%)

Nota. El valor de la relación de vacíos máxima ($e_{máx}$) fue obtenido previamente mediante los ensayos de densidad mínima (ASTM D4254) realizados en fases previas. El valor de la relación de vacíos mínima ($e_{mín}$) corresponde al valor obtenido mediante la correlación empírica para el cálculo de la densidad máxima propuesta por Cubrinovski e Ishihara (2002) calculado en fases previas.

t. Verificar que la densidad relativa alcanzada (Dr') se encuentre en un rango entre +- 2% de la densidad relativa objetivo (Dr) de 25%.

u. Reajustar la altura de la placa perforada a 30 cm de la superficie de la última capa colocada. Para ello ajustar los tensores, nivelar la placa perforada con nivel de mano y asegurar dichos tensores a las guías de pluviación.

v. Calcular la masa de suelo húmedo ($M_{suelohúmedo}$) a colocar para la siguiente capa a llenar, proceder con la lluvia de arena y corroborar el espesor alcanzado de 4 cm. Realizar este procedimiento un total de 9 veces hasta alcanzar la altura de 36 cm. Registrar los datos de masa colocada y altura alcanzada en las fichas de recolección de datos.

w. Nivelar la capa 9 utilizando regla metálica y nivel de mano para generar una superficie plana para la colocación del muro a escala a ensayar (según protocolo de colocación de muro). Evitar golpear o presionar demasiado fuerte la capa nivelada.

x. Para el llenado de arena en la zona II, el procedimiento es equivalente a lo descrito previamente. Sin embargo, es necesario cambiar la posición de la placa perforada

para que quede exactamente sobre el trasdós del muro, según se mostró en la sección "g".

y. Reajustar los tensores para conseguir esta nueva posición de la placa perforada, además verificar que este nivelada con el nivel de mano y a una altura de 30 cm de la última capa colocada.

z. Calcular el volumen y masa de suelo granular a colocar de cada capa correspondiente a la zona II de forma independiente, ya que estos valores dependen de la geometría del trasdós del muro ensayado.

aa. Proceder con el método de lluvia de arena para el colocado de las capas, las cuales serán un total son de 5 capas de un espesor de 4 cm cada una, hasta alcanzar el nivel de la corona del muro.

bb. Verificar que cada capa llenada sea de 4 cm de espesor. Aceptar o rechazar dicha capa según los criterios explicados en la sección "p".

cc. Se debe calcular la densidad seca alcanzada ($\rho_d{}'$) yla densidad relativa alcanzada (Dr') para cada capa de Zona II utilizando las fórmulas descritas en las secciones 3.7.2.4.q, 3.7.2.4.r y 3.7.2.4.s.

dd. Nivelar la última capa con la regla de metal y nivel de mano para generar una superficie plana para la colocación de las sobrecargas (según protocolo de colocación de sobrecargas). Evitar golpear o presionar demasiado fuerte la capa nivelada.

Anexo A.3. Colocación de muros

Este protocolo se aplica a todos los tipos de muro de gravedad ensayados, una vez alcanzada la cota de apoyo mediante el protocolo de colocación de suelo correspondiente (suelo granular o suelo cohesivo).

Condiciones mínimas antes de iniciar:

- La superficie del suelo en la zona de apoyo del muro debe encontrarse al nivel de diseño.
- La superficie debe estar razonablemente plana.

Materiales y equipos

- Regla metálica rígida
- Cinta métrica
- Nivel de mano (nivel de burbuja)
- Ladrillos y piezas de madera para cuñas y puntales
- Plastilina de baja dureza
- Vaselina
- Espátula pequeña y paños limpios

Figura A.6

Plano en planta para la colocación del muro

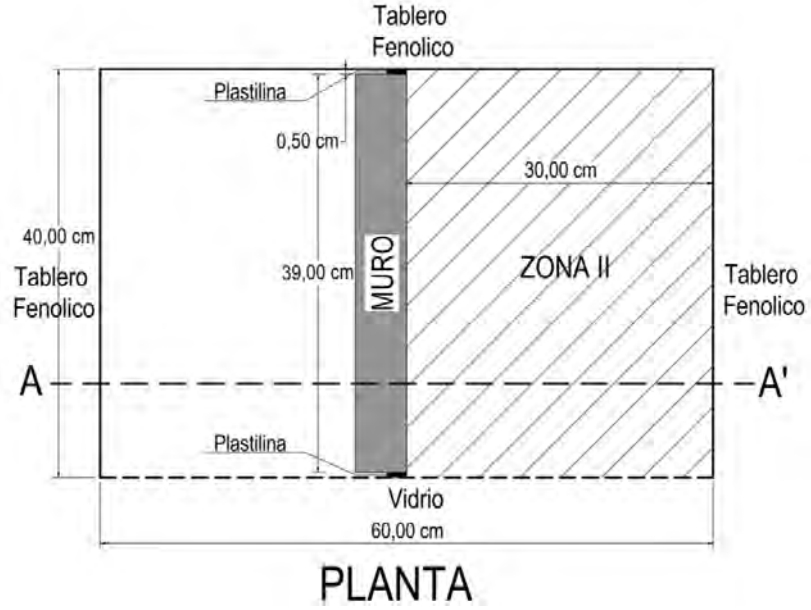
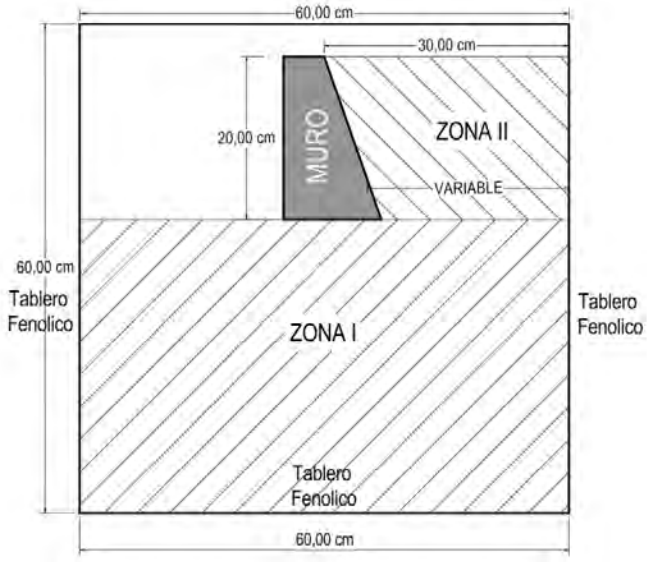


Figura A.7

Plano en corte A-A' para la colocación del muro



Procedimiento

Paso 1. Preparación y nivelado de la superficie de apoyo

a. Una vez alcanzada la altura de suelo de apoyo según el protocolo correspondiente, se procede al nivelado fino de la capa, utilizando la regla metálica para arrastrar el material y eliminar irregularidades locales.
b. Se verifica la horizontalidad de la superficie de apoyo colocando el nivel de mano en dos direcciones ortogonales:
    - Dirección paralela a la cara de vidrio.
    - Dirección perpendicular a la cara de vidrio.

En ambas lecturas, la burbuja debe ubicarse entre las marcas centrales.

c. Si la horizontalidad no se cumple, se corrige agregando o retirando pequeñas cantidades de suelo y se repite la verificación hasta alcanzar la condición requerida.

Paso 2. Colocación inicial y orientación del muro

a. Se introduce el muro cuidadosamente por la parte superior de la caja, al menos entre dos personas, evitando impactos contra el vidrio y las paredes metálicas.
b. Durante la inserción, se orienta el muro de modo que:
    - La longitud del muro quede alineada con la profundidad de la caja, es decir, perpendicular al plano del vidrio.
    - El ancho de base del muro quede paralelo a la cara de vidrio.
c. Se apoya el muro sobre la superficie de suelo nivelada y se centra aproximadamente respecto al ancho útil de la caja.

Paso 3. Verificación de holguras laterales y ausencia de contacto rígido

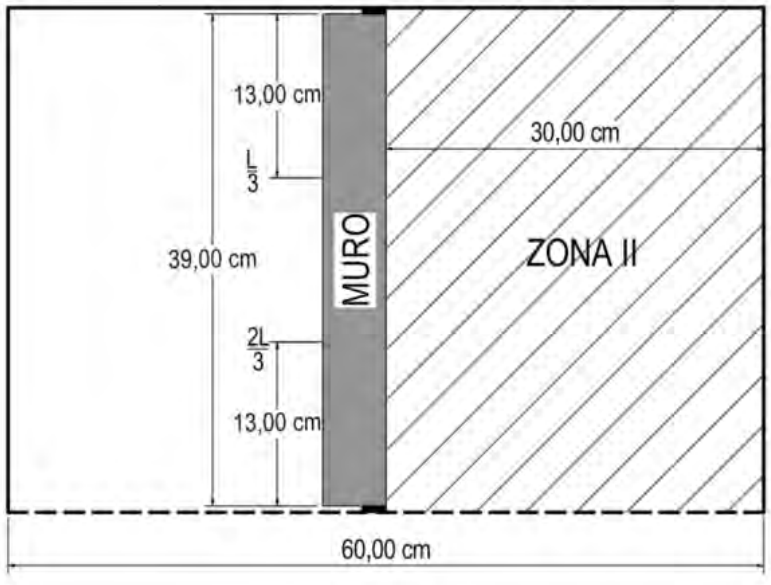
a. Se comprueba que el muro no se encuentre en contacto rígido con las paredes laterales de la caja. Para ello, se mide la distancia entre cada extremo del muro (en dirección paralela al vidrio) y la pared lateral correspondiente.
b. Debe existir una holgura mínima de aproximadamente 0.50 cm por lado. Esta distancia puede verificarse con la regla metálica.
c. Si se detecta contacto o una holgura insuficiente, se retira el muro, se corrige su posición y se repiten los pasos 2 y 3 hasta obtener las holguras requeridas.
d. Estas holguras tienen como objetivo no producir una fricción lateral parásita entre muro, suelo y caja.

Paso 4. Verificación de horizontalidad y verticalidad del muro

a. Se verifica la horizontalidad del muro colocando el nivel de mano a lo largo de la parte superior del muro, en la dirección perpendicular a la cara de vidrio. La burbuja debe situarse entre las marcas centrales.
b. Se verifica la verticalidad de la pantalla del muro apoyando el nivel de mano en la cara vertical del muro. Se toman al menos dos lecturas: para lo cual se divide la longitud del muro en tres partes iguales y se coloca el nivel de tal manera que este a L/3 y 2L/3. En ambas, la burbuja debe permanecer entre las marcas centrales.
c. Si alguna verificación no cumple, se procede a retirar el muro y repetir desde el paso 1 hasta que se cumplan todas las verificaciones solo así se continuara con el protocolo.

Figura A.8

Lugares del muro a realizar la verificación de la verticalidad del muro con nivel de mano



Paso 5. Sellado del perímetro del muro y control de ingreso de suelo

a. Una vez verificada la posición geométrica del muro, se procede al sellado de los espacios donde puedan infiltrarse partículas de suelo durante el relleno, con especial atención a:
   - la interfase entre el canto del muro y,
   - la cara de vidrio.

b. Se moldea un cordón delgado de plastilina y se aplica cuidadosamente en esas zonas, evitando generar empujes apreciables sobre el muro. La función del sello es únicamente impedir el paso de suelo y facilitar la observación posterior del comportamiento del muro a través del vidrio.

c. Se verifica visualmente desde el exterior que no queden huecos sin sellar en la zona crítica de observación.

Paso 6. Aplicación del lubricante en el elemento aislante

a. Sobre el elemento aislante (plastilina) en contacto con el suelo, se aplica una capa fina y continua de vaselina. El objetivo de la vaselina es cubrir a la plastilina y hacer que evite una fricción lateral parásita que evite el correcto desarrollo del ensayo

Paso 7. Relleno del trasdós según tipo de suelo

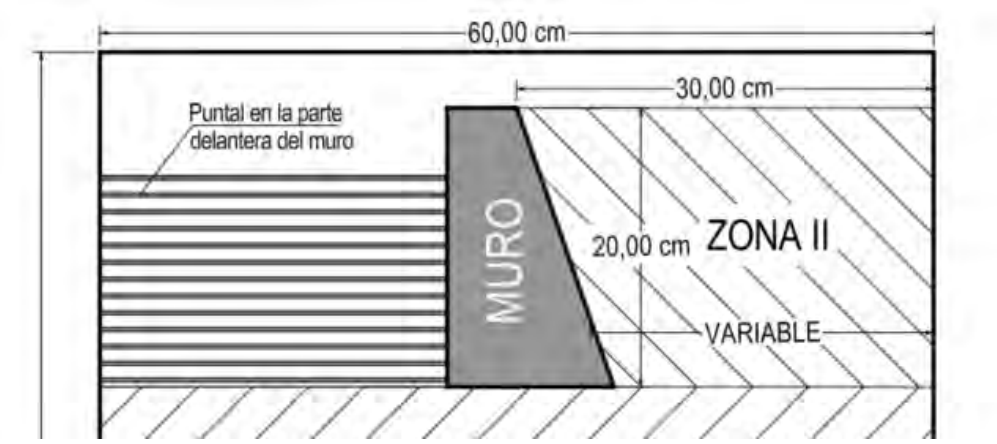
a. A partir de este punto, se continúa con el protocolo de colocación de suelo para rellenar el trasdós del muro, diferenciando:

- Suelo granular (arena):
    - El relleno se realiza mediante el método de "lluvia de arena", el cual no genera impactos significativos sobre el muro.
    - En general no se requieren cuñas ni puntales adicionales para mantener la posición del muro.
    - Se recomienda, sin embargo, realizar verificaciones puntuales de verticalidad y horizontalidad del muro cuando el relleno alcance aproximadamente la mitad de la altura y al llegar a la corona.
- **Suelo cohesivo (arcilla):**
    - El relleno se realiza mediante el método "moist-tamping", con compactación por capas, lo que resulta más agresivo para el muro.
    - Antes de iniciar el relleno se colocan cuñas y puntales de madera y ladrillo en el lado opuesto a donde se rellena el suelo, para impedir el desplazamiento del muro durante la compactación.

- Después de compactar cada capa en el trasdós, se verifica nuevamente la horizontalidad en la corona y la verticalidad de la pantalla con el nivel de mano.
- Si se observa alguna desviación apreciable, se tendrá que retirar el muro y empezar en el paso 1.

Figura A.9

Colocación de puntales en la parte delantera del muro para el relleno con suelo cohesivo



b. El relleno del trasdós continúa hasta alcanzar el nivel de la corona del muro, siguiendo estrictamente el protocolo específico del tipo de suelo empleado.

Paso 8. Verificación final y criterio de repetición del ensayo

a. Alcanzado el nivel de relleno a la corona, se repiten las verificaciones de:
   - Horizontalidad en la corona (nivel de mano sobre la parte superior del muro).
   - Verticalidad de la pantalla (nivel de mano sobre la cara hacia el vidrio).

b. Si la burbuja del nivel sale de las marcas centrales en cualquiera de las posiciones, o si se observa apertura o separación anómala entre muro y suelo en la zona de observación, el ensayo no se considera válido.
c. En ese caso, se retira el suelo del trasdós, se desmontan sellos y puntales (sea el caso) y se repite el procedimiento desde el Paso 1, dejando constancia escrita de la incidencia y de los ajustes realizados.
d. Si las verificaciones finales son satisfactorias, se autoriza el inicio del protocolo de colocación de sensores

Anexo A.4. Colocación de sensores

Con este protocolo se busca establecer el procedimiento estandarizado para la colocación física y la calibración inicial de los sensores de desplazamiento (S1, S2, S3) y del sensor inercial (MPU-6050), así como su conexión al sistema de adquisición de datos, garantizando:

- La ubicación geométrica coherente con el modelo.
- La fijación rígida de los sensores durante todo el ensayo.
- La trazabilidad de las lecturas mediante una calibración previa controlada.

Además, este protocolo se aplica una vez que:

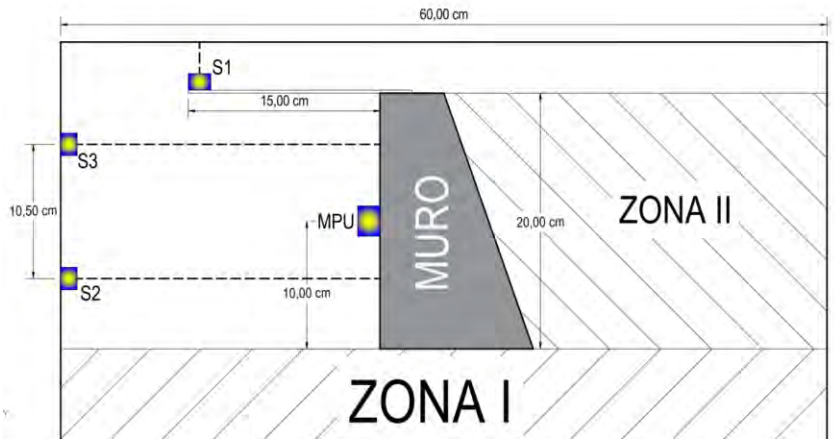
- El muro ha sido colocado y verificado según el **Protocolo de colocación de muros**.
- El trasdós se ha rellenado hasta la cota de diseño de la superficie del terreno, siguiendo el protocolo de colocación de suelo (granular o cohesivo).
- Se han colocado las placas de distribución de carga sobre la superficie del relleno, generando únicamente el peso propio de la sobrecarga (≈ 1,51 kPa), sin añadir aún los incrementos de carga externos.

Materiales y equipos

- Sensores de distancia **VL53L0X** (S1, S2 y S3).
- Sensor inercial **MPU-6050**.
- Placa **Arduino Uno** con cable USB de datos.
- Cinta de doble cara de alta adherencia.
- Tabla de panel fenólico para lecturas de S1.
- Flexómetro o cinta métrica.
- Regla de plástico de 20 cm
- Computadora con **Microsoft Excel** y complemento **PLX-DAQ**.

Figura A.10

Posición en planos de la colocación de los sensores S1, S2, S3 y MPU



Colocación de sensores de distancia

I) Sensor S1 – Asentamiento vertical

a. El sensor S1 se fija en un extremo de la regla plástica con la cinta de doble cara asegurando que no se produzcan giros ni desplazamientos relativos durante el ensayo.

b. La regla junto con el sensor S1 se ajusta para que el eje de medición de S1 sea vertical y el punto de impacto del haz láser coincida con una placa rígida solidaria a la parte superior de la caja

c. La regla se fijará a la corona del muro con cinta doble impacto. La distancia horizontal entre S1 y el muro se fija aproximadamente en 15 cm, manteniendo la cota de elevación de S1 igual a la corona del muro, de manera que la variación de lectura represente directamente el asentamiento vertical del sistema muro–suelo.

II) Sensores S2 y S3 – Desplazamiento horizontal

a. S2 y S3 se montan en la cara opaca de fenólico de la caja, aprovechando aberturas predefinidas de tal manera que ambos sensores miren perpendicularmente a la pantalla del muro.
b. Las aberturas están ubicadas a cotas fijas medidas desde la base interna de la caja. Por diseño, las alturas nominales son, por ejemplo:
    - S2: aproximadamente 42 cm sobre la base de la caja.
    - S3: aproximadamente 52.50 cm sobre la base de la caja.
    - La distancia vertical entre S2 y S3 se mantiene constante en 10.50 cm.
c. Debido a pequeñas variaciones inevitables en la altura final del relleno de suelo (entre 34 y 36 cm sobre la base, según el ensayo), las cotas relativas de S2 y S3 respecto a la superficie del terreno pueden variar ligeramente. No obstante, la separación vertical constante entre sensores garantiza que la comparación S2–S3 siga siendo válida para distinguir entre traslación y rotación del muro.
d. Cada sensor se fija a la cara de fenólico mediante cinta de doble cara de alta adherencia, cuidando que el sensor quede completamente libre y que el haz láser pueda incidir sobre la pantalla del muro sin obstáculos.
e. Tras la fijación, se mide con flexómetro la distancia inicial entre la cara interna del fenólico y la pantalla del muro en la vertical de cada sensor, para documentar la geometría real del montaje en la ficha de campo.

Colocación del sensor inercial MPU-6050

a. El módulo MPU-6050 se fija directamente sobre la pantalla del muro mediante cinta de doble cara, cuidando que la cara del circuito quede en contacto completo con el

muro y que los ejes locales del sensor queden aproximadamente alineados con las direcciones principales del modelo.

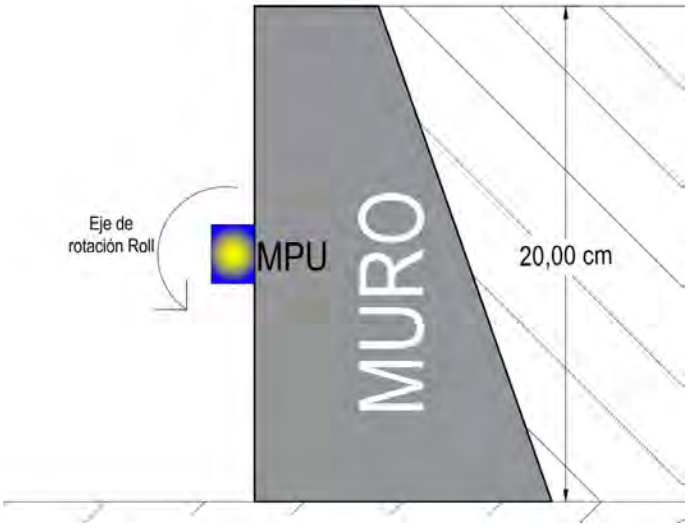
b. La posición se selecciona aproximadamente a 10 cm de la corona del muro, es decir, alrededor de la mitad de la altura del elemento, y a unos 5 cm desde uno de los extremos a lo largo de la longitud del muro.

c. Esta ubicación intermedia reduce la influencia de deformaciones locales y permite que el ángulo ROLL registrado por el sensor sea representativo de la rotación global del muro.

d. Se marca la posición del sensor sobre el muro para garantizar que, si se repite el montaje, la ubicación geométrica sea equivalente.

Figura A.11

Eje de rotación ROLL del sensor MPU



Conexión al sistema de adquisición de datos

a. Una vez montados todos los sensores, se verifican si todos los cables de alimentación (VCC, GND) y comunicación (SDA, SCL) están firmemente conectados al Arduino Uno.
b. El Arduino se conecta a la computadora mediante el cable USB, verificando que el puerto serie sea reconocido correctamente.
c. Se abre el archivo de Excel preparado para la adquisición y se inicia el complemento PLX-DAQ, configurando el puerto serie y la velocidad de transmisión definidos en el programa de Arduino.

Calibración inicial y verificación de lecturas

a. Con el muro colocado, el relleno conformado y únicamente el peso propio de las placas de distribución (≈ 1.51 kPa), se considera que el sistema presenta un pre-asentamiento leve pero estable. En este estado se realizan las lecturas iniciales de calibración.
b. Se ejecuta la macro de adquisición (PLX-DAQ) para registrar un bloque de aproximadamente, 200 lecturas consecutivas de todos los sensores, a una frecuencia aproximada de 1 Hz.
c. Para cada sensor (S1, S2, S3 y ángulo ROLL del MPU-6050) se calcula el promedio de las 200 lecturas en Excel y se verifica que:
    - las lecturas sean estables (considerando el error propio del sensor),
d. En paralelo, se miden con flexómetro las distancias físicas asociadas a S1, S2 y S3 (distancia real al muro) y se comparan con las lecturas promedio del sensor. Se acepta la calibración si la diferencia se encuentra dentro del error instrumental esperado.

e. La lectura promedio del estado inicial (pre-asentamiento con 1.51 kPa) se adopta como valor de referencia (cero) para cada sensor. A partir de este punto, todos los desplazamientos se calculan como variación respecto a ese valor inicial.

f. En el caso del MPU-6050, se registra el ángulo ROLL en posición inicial y se asume el promedio de los primeros 200 datos como valor inicial. Cualquier variación posterior se interpretará como rotación del muro, que luego se convertirá a radianes en el procesamiento de datos.

Inicio del registro durante el ensayo

a. Una vez validada la calibración, se limpia la hoja de datos de prueba (si es necesario) y se deja lista la hoja de registro definitivo.

b. Se inicia nuevamente la macro de adquisición en PLX-DAQ, de modo que cada segundo se almacene una fila con: fecha, hora, S1, S2, S3, Pitch, Roll y Yaw.

c. A partir de este momento se continúa con el Protocolo de colocación de las sobrecargas, manteniendo el registro continuo hasta el final del ensayo/el colapso del muro.

Anexo A.5. Colocación de sobrecargas

Con este protocolo se busca Establecer el procedimiento estandarizado para la colocación de la placa de sobrecarga y la aplicación incremental de cargas verticales sobre la superficie del relleno, garantizando:

- contacto uniforme placa–suelo (granular o cohesivo),
- ausencia de excentricidades apreciables y contactos rígidos con la caja o el muro,
- tiempos de estabilización suficientes por escalón de carga,
- y un registro temporal continuo de la respuesta del sistema muro–suelo.

Además, este protocolo se aplica una vez que:

- el muro ha sido colocado y verificado (horizontalidad, verticalidad y holguras) según el protocolo de colocación de muros,
- el trasdós ha sido rellenado hasta la cota de diseño, conforme a los protocolos de colocación de suelo granular o cohesivo,
- y los sensores han sido instalados y calibrados según el protocolo de colocación y calibración de sensores

Materiales y equipos

- Placa rígida de distribución de carga (madera) de dimensiones $0.1m \times 0.39m$
- Lámina de goma EVA de espesor uniforme 2–3 mm
- Juego de pesos calibrados con masas definidas para cada escalón de carga
- Nivel de burbuja de mano
- Flexómetro
- Cronómetro (o registro de tiempo del propio sistema de adquisición)
- Cámara fotográfica o dispositivo para registro visual

Colocación y nivelado de la placa de sobrecarga

a. A la base de la placa de carga se le adhiere una lámina continua de **goma EVA** de 2–3 mm de espesor, cubriendo completamente el área donde se apoyará la placa de sobrecarga. Esta lámina actúa como acolchado uniforme, favoreciendo una distribución más homogénea de presiones y reduciendo concentraciones locales.
b. Se posiciona la placa de carga y goma EVA, de manera que:
    - quede separada del borde del muro aproximadamente 1 cm,
    - no entre en contacto en ninguna esquina con las paredes de la caja.

Con esto se busca que los esfuerzos verticales sean absorbidos por el suelo y no se transmitan directamente al muro ni a la estructura del cajón

c. Se verifica la horizontalidad de la placa con un nivel de burbuja en dos direcciones ortogonales (paralela y perpendicular al vidrio). Si la burbuja del nivel no está completamente centrada, se corrige el perfil superficial del suelo y/o la posición de la placa hasta alcanzar la tolerancia.
d. Se realiza una comprobación del contacto homogéneo: se presiona manualmente y levemente la placa hacia abajo y se levanta ligeramente para observar la huella que deja sobre la superficie del suelo granular o cohesivo. Si la huella no es continua o se observan zonas sin contacto, se "peina" la superficie del suelo (corrigiendo irregularidades) y se repite la operación hasta lograr un contacto lo más uniforme posible.

Escalones de carga

a. Previamente al ensayo se define una serie de escalones de carga, q_i asociando a cada escalón una masa total de pesos P_i a colocar sobre la placa, para cada escalón i masa total, incremento de presión equivalente y número/tipo de bloques utilizados.

b. En los primeros escalones se pueden colocar incrementos de carga relativamente grandes, para avanzar de forma eficiente en la zona elástica o cuasi-elástica del sistema. A medida que la respuesta se aproxima al colapso del muro (en el Excel la variación con respecto a los valores iniciales es más grande) los incrementos se reducen y se emplean pesos más livianos, con el fin de caracterizar con mayor resolución la fase previa a la falla y la falla.

Aplicación de cada escalón de carga

a. Para el escalón i, se colocan cuidadosamente sobre la placa los pesos correspondientes P_i, centrados y distribuidos de manera simétrica, evitando excentricidades apreciables que induzcan momentos adicionales
b. Los bloques se apoyan suavemente, sin impactos ni caídas desde altura, para no generar perturbaciones dinámicas que distorsionen la respuesta cuasiestática que se desea medir.
c. Inmediatamente después de colocar el conjunto de pesos del escalón i:
    - se anota en la hoja de campo la hora de inicio del escalón,
    - se verifica que la placa siga horizontal (nivel de burbuja en dos direcciones),
    - se comprueba que no exista contacto entre la placa y las paredes del cajón ni con el muro,
    - se revisa visualmente que los cables de los sensores estén libres, sin quedar atrapados ni rozar los bloques de carga.
d. A partir de este instante, el sistema de adquisición (Arduino + PLX-DAQ) continúa registrando las lecturas de todos los sensores con un intervalo de muestreo de 1 s, tal como se definió en el apartidados anteriores

Tiempo de estabilización por escalón

a. Cada escalón de carga se mantiene durante un **tiempo de estabilización** mínimo, definido según el tipo de relleno ver apartado 3.5.4:
    - **Suelo granular:** tiempo mínimo de 1 minuto o hasta que se produzca el colapso del sistema.
    - **Suelo cohesivo:** tiempo mínimo de 3 minutos o hasta el colapso del sistema.
b. Estos tiempos buscan capturar tanto la deformación primaria inmediata como una parte de la deformación retardada del sistema, siguiendo la lógica de los ensayos de placa de carga y los ensayos de consolidación por etapas (carga–espera–medición).
c. Durante este intervalo, no se manipula la placa ni los pesos, y únicamente se realizan observaciones visuales y anotaciones en la hoja de campo (aparición de fisuras, movimientos visibles, ruidos, etc.).

Criterio para pasar al siguiente escalón y definición de colapso

a. Se pasará del escalón i al escalón $i + 1$ solo cuando:
    - haya transcurrido, como mínimo, el tiempo de estabilización establecido para el tipo de suelo,
    - el muro no muestre todavía un colapso evidente, (mecanismo de deslizamiento o vuelco claramente desarrollado, deformaciones horizontales o rotaciones que exceden el umbral operativo).
b. En la práctica, el escalón exacto de colapso se identifica a posteriori, durante el procesamiento de datos, mediante:
    - cambios bruscos de pendiente en las curvas carga–desplazamiento o carga–rotación, y/o,

- observación directa del mecanismo de falla en registros fotográficos o de video

NOTA. Por ello, durante el ensayo se registran todos los escalones hasta el colapso total del muro, sin detener el procedimiento anticipadamente por algunos incrementos.

c. En el escalón en el que se manifiesta el colapso según los criterios definidos, se mantiene la carga al menos durante el tiempo de estabilización correspondiente, siempre que las condiciones de seguridad del montaje lo permitan, para documentar la evolución post-falla

d. En este escalón crítico se realizan registros visuales detallados (fotografías, videos) y notas de campo sobre la forma del modo de falla (giro del muro, hundimiento, fisuración del relleno, etc.)

Descarga y fin del ensayo

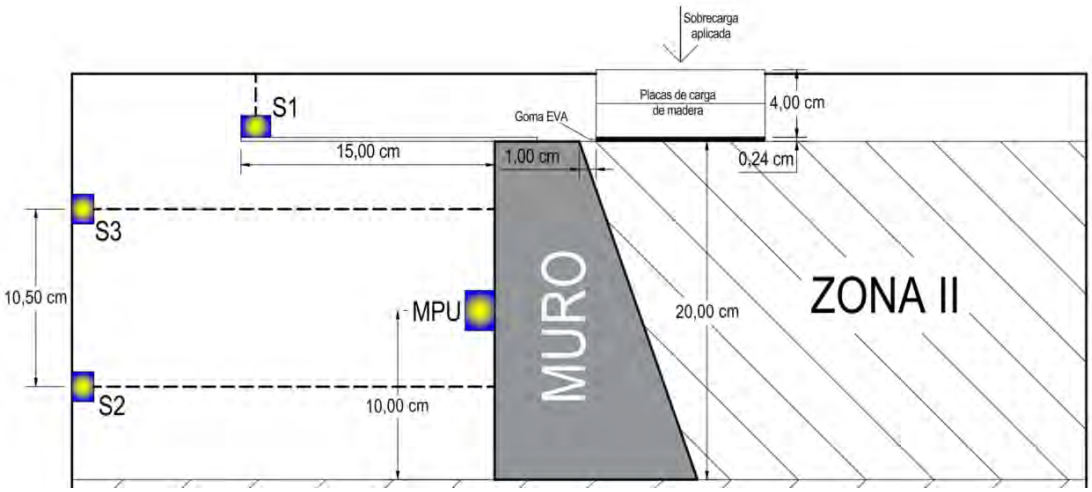
a. Una vez alcanzado el escalón de colapso y completado el tiempo de estabilización, se procede a la descarga gradual, controlando no generar golpes ni movimientos bruscos adicionales.

b. Se detiene el registro de datos en PLX-DAQ y se guarda la hoja de cálculo con un nombre que identifique unívocamente el ensayo (tipo de muro, tipo de suelo, fecha y hora).

c. Se documenta el estado final del muro y del relleno mediante fotografías, consignando en la hoja de campo toda observación relevante

Figura A.12

Ubicación de la placa de carga y sistema final listo para ensayos



Anexo B: Ensayos de Mecánica de Suelos

Anexo B.1. Ensayos en Suelo Cohesivo

Contenido de Humedad ASTM D2216

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO

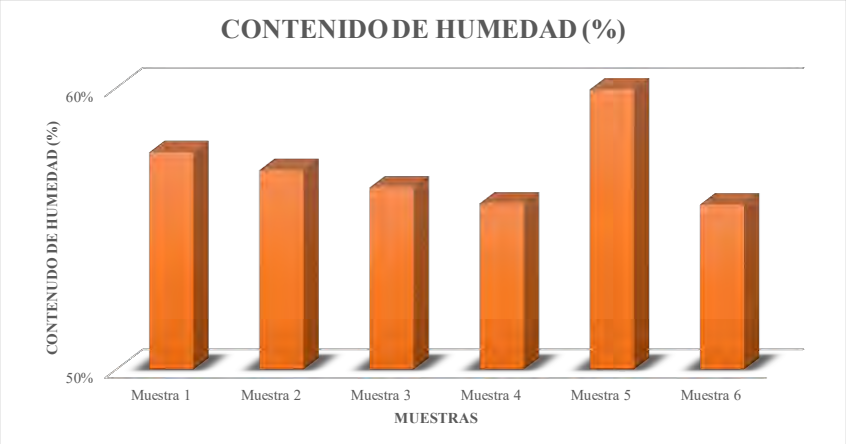
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

DETERMINACIÓN DE CONTENIDO DE HUMEDAD

Tesis	:	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"
Tesistas	:	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA
Ubicación	:	GENERAL OLLANTA, DISTRITO DE SANTIAGO, PROVINCIA DE CUSCO, DEPARTAMENTO DE CUSCO
Descripción del suelo	:	SUELO COHESIVO
Condición de la muestra	:	ALTERADA
Fecha de muestreo	:	04/06/2025
Fecha de ensayo	:	05/06/2025

Método de secado al horno						
Muestra N°	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
Peso recipiente (gr)	54.57	57.04	44.15	58.11	32.11	26.68
Peso recipiente + suelo húmedo (gr)	169.78	154.49	136.24	172.52	124.51	111.87
Peso recipiente + suelo seco (gr)	127.62	119.08	103.01	131.50	89.88	81.34
Peso suelo seco (gr)	73.05	62.04	58.86	73.39	57.77	54.66
Peso agua (gr)	42.16	35.41	33.23	41.02	34.63	30.53
Contenido de humedad (%)	57.71%	57.08%	56.46%	55.89%	59.94%	55.85%



Contenido de Humedad Natural Promedio (%) =	57.16%

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO

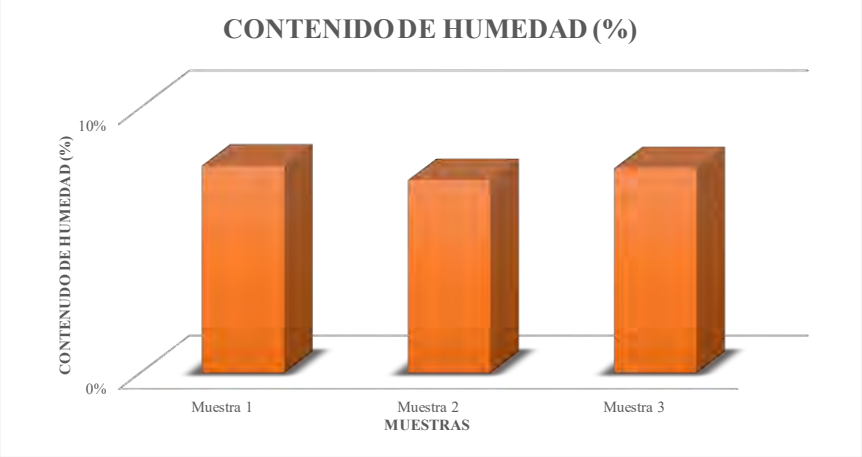
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

DETERMINACIÓN DE CONTENIDO DE HUMEDAD

Tesis	:	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"
Tesistas	:	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA
Ubicación	:	GENERAL OLLANTA, DISTRITO DE SANTIAGO, PROVINCIA DE CUSCO, DEPARTAMENTO DE CUSCO
Descripción del suelo	:	SUELO COHESIVO
Condición de la muestra	:	ALTERADA
Fecha de muestreo	:	10/09/2025
Fecha de ensayo	:	10/09/2025

Método de secado al horno			
Muestra N°	**1**	**2**	**3**
Peso recipiente (gr)	54.43	57.51	57.78
Peso recipiente + suelo húmedo (gr)	67.52	75.64	71.30
Peso recipiente + suelo seco (gr)	66.57	74.41	70.33
Peso suelo seco (gr)	12.14	16.90	12.55
Peso agua (gr)	0.95	1.23	0.97
Contenido de humedad (%)	7.83%	7.28%	7.73%



Contenido de Humedad Natural Promedio (%) =	7.61%

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO

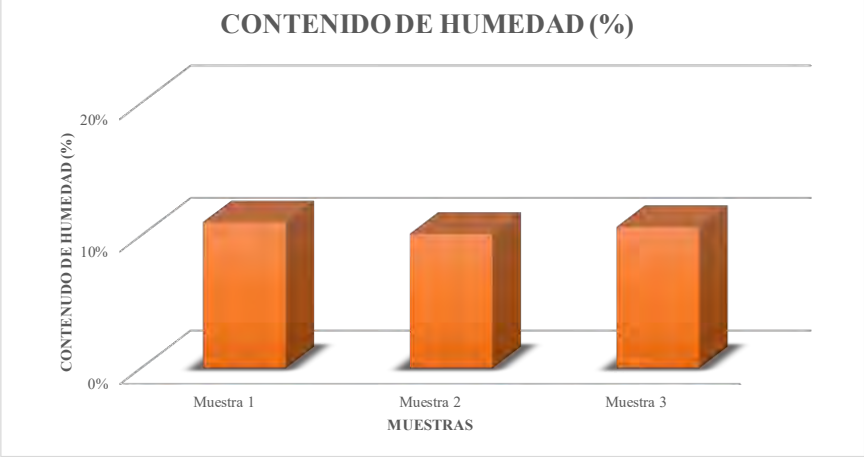
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

DETERMINACIÓN DE CONTENIDO DE HUMEDAD

Tesis	:	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"
Tesistas	:	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA
Ubicación	:	GENERAL OLLANTA, DISTRITO DE SANTIAGO, PROVINCIA DE CUSCO, DEPARTAMENTO DE CUSCO
Descripción del suelo	:	SUELO COHESIVO
Condición de la muestra	:	ALTERADA
Fecha de muestreo	:	05/10/2025
Fecha de ensayo	:	12/10/2025

Método de secado al horno			
Muestra N°	**1**	**2**	**3**
Peso recipiente (gr)	58.51	57.78	57.61
Peso recipiente + suelo húmedo (gr)	147.41	134.20	118.06
Peso recipiente + suelo seco (gr)	138.59	127.17	112.24
Peso suelo seco (gr)	80.08	69.39	54.63
Peso agua (gr)	8.82	7.03	5.82
Contenido de humedad (%)	11.01%	10.13%	10.65%



Contenido de Humedad Natural Promedio (%) =	10.60%

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO

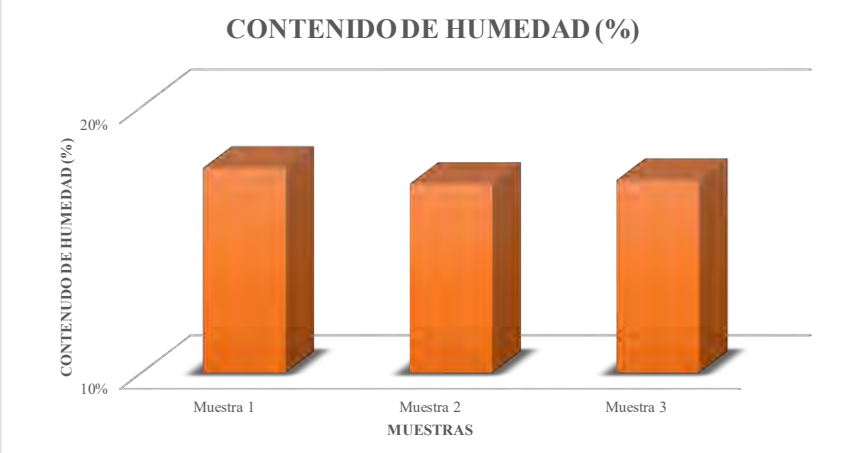
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

DETERMINACIÓN DE CONTENIDO DE HUMEDAD

Tesis	:	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"
Tesistas	:	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA
Ubicación	:	GENERAL OLLANTA, DISTRITO DE SANTIAGO, PROVINCIA DE CUSCO, DEPARTAMENTO DE CUSCO
Descripción del suelo	:	SUELO COHESIVO
Condición de la muestra	:	ALTERADA
Fecha de muestreo	:	06/10/2025
Fecha de ensayo	:	06/10/2025

Método de secado al horno			
Muestra N°	**1**	**2**	**3**
Peso recipiente (gr)	54.43	57.51	57.78
Peso recipiente + suelo húmedo (gr)	67.52	75.64	71.30
Peso recipiente + suelo seco (gr)	65.55	72.99	69.31
Peso suelo seco (gr)	11.12	15.48	11.53
Peso agua (gr)	1.97	2.65	1.99
Contenido de humedad (%)	17.72%	17.12%	17.26%



Contenido de Humedad Natural Promedio (%) =	17.36%

Granulometría ASTM D691

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D6913/D6913M)

Tesis	:	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"		
Tesistas	:	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA		
Ubicación	:	GENERAL OLLANTA, DISTRITO DE SANTIAGO, PROVINCIA DE CUSCO, DEPARTAMENTO DE CUSCO		
Descripción del suelo	:	SUELO COHESIVO	**Fecha de muestreo** :	04/06/2025
Condición de la muestra	:	ALTERADA	**Fecha de ensayo** :	06/06/2025

LAVADO DE MUESTRA PREVIO A GRANULOMETRÍA (ASTM D1140)

Peso de la Muestra Seca Inicial para lavado (gr.)	1800.00	*Antes del lavado en malla Nro.200 (ASTM D1140)*
Peso Muestra Seca Final retenida en malla Nro. 200 (gr.)	260.16	*Después del lavado en malla Nro.200 (ASTM D1140)*
% de Muestra retenida en malla Nro.200	14.45%	
Peso de muestra eliminada en lavado (gr.)	1539.84	
% de Muestra que pasa malla Nro.200	85.55%	

DATOS MUESTRA ANTES DEL ENSAYO

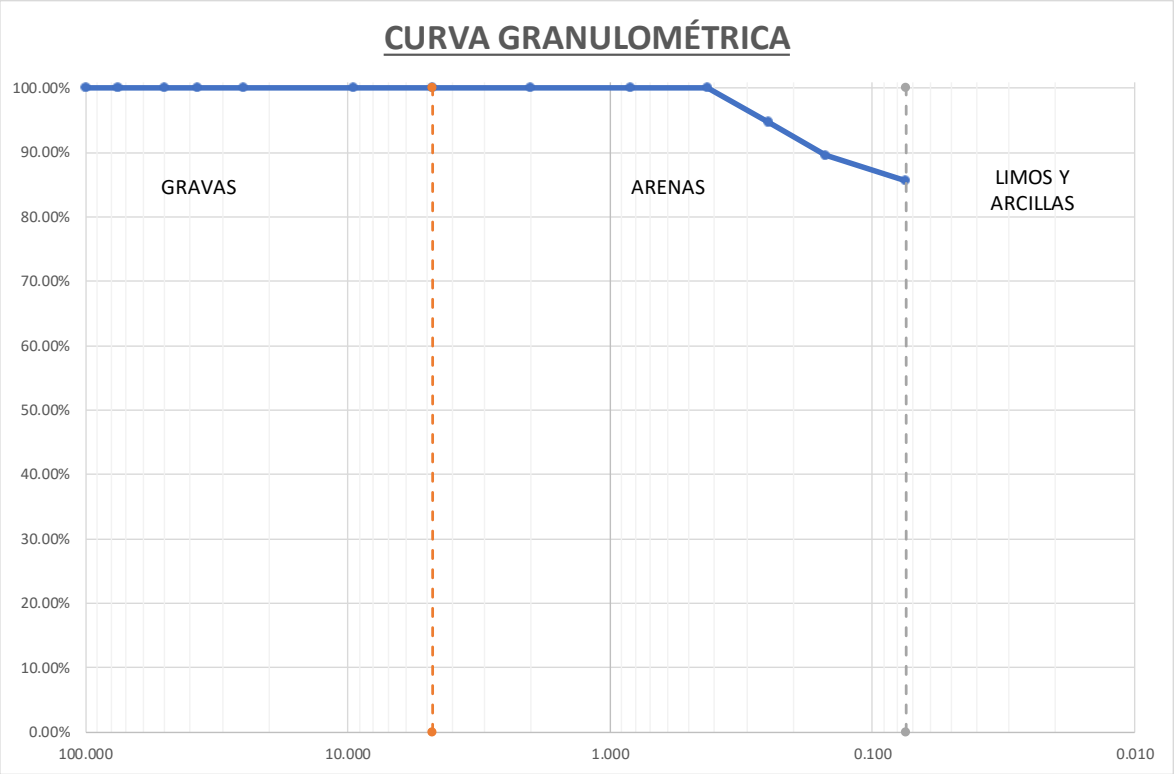
Condición de la muestra	Secada al horno
Reducción de muestra	Cono-cuarteo

Peso de la Muestra Seca Inicial (gr.)	1800.00
Peso de la Muestra Seca Final (gr.)	1797.78
Pérdida de material (gr.)	2.22
% de pérdida	0.12%

RESULTADOS DEL ENSAYO

TAMIZ	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	PESO QUE PASA (gr)	% RETENIDO	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA
4"	100.000	0.00	1800.00	0.00%	0.00%	100.00%
3"	75.000	0.00	1800.00	0.00%	0.00%	100.00%
2"	50.000	0.00	1800.00	0.00%	0.00%	100.00%
1 1/2"	37.500	0.00	1800.00	0.00%	0.00%	100.00%
1"	25.000	0.00	1800.00	0.00%	0.00%	100.00%
1/4"	9.500	0.00	1800.00	0.00%	0.00%	100.00%
N° 4	4.750	0.00	1800.00	0.00%	0.00%	100.00%
N° 10	2.000	0.00	1800.00	0.00%	0.00%	100.00%
N° 20	0.840	0.00	1800.00	0.00%	0.00%	100.00%
N° 40	0.425	0.00	1800.00	0.00%	0.00%	100.00%
N° 60	0.250	94.42	1705.58	5.25%	5.25%	94.75%
N° 100	0.150	92.05	1613.53	5.12%	10.37%	89.63%
N° 200	0.075	71.47	1542.06	3.98%	14.35%	85.65%
Cazuela	0.000	1539.84	2.22	85.65%	100.00%	0.00%
		1797.78		100.00%		

Tmax	N° 60	0.25 mm



D60	N.P.	mm
D30	N.P.	mm
D10	N.P.	mm

Cu	N.P.
Cc	N.P.

CLASIFICACIÓN DE SUELO SEGÚN SUCS

% de gruesos	14.35%	*Retenido en malla Nro. 200*
% de finos	85.65%	*Pasa malla Nro. 200*
% de grava	0.00%	*Retenido en malla Nro. 4*
% de arena	14.35%	*Pasa malla Nro. 4, retenido en malla Nro. 200*

% de la fraccion gruesa retenida en la malla Nro. 4	0.00%	*(Grava)*
% de la fraccion gruesa pasa la malla Nro. 4	100.00%	*(Arena)*

Límites de consistencia (Límite Plástico, Límite Líquido) ASTM D4318

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
LÍMITES DE CONSISTENCIA (ASTM D4318) Y CLASIFIACIÓN SUCS

Tesis	:	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE		
Tesistas	:	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA		
Ubicación	:	GENERAL OLLANTA, DISTRITO DE SANTIAGO, PROVINCIA DE CUSCO, DEPARTAMENTO DE CUSCO		
Suelo	:	SUELO COHESIVO	**Fecha de muestreo** :	04/06/2025
Condición	:	ALTERADA	**Fecha de ensayo** :	10/06/2025

LÍMITES DE CONSISTENCIA

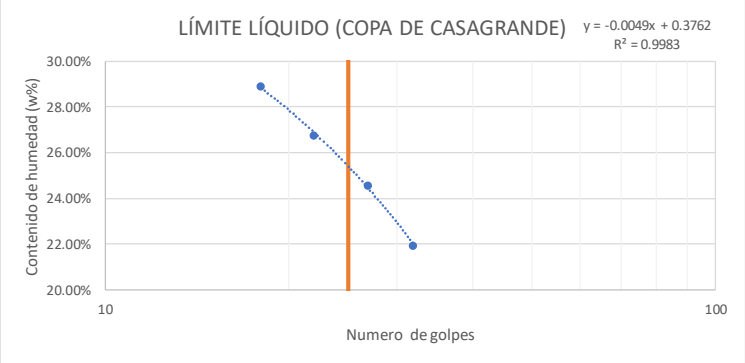
Nota: Material pasa el tamiz Nro. 40 (0.425mm)

LÍMITE PLÁSTICO

Nº de lata	1	2	3
Peso de suelo humedo + lata (gr)	11.84	11.29	10.77
Peso de suelo seco + lata (gr)	10.90	10.49	10.14
Peso de lata (gr)	5.67	6.01	6.63
Peso de suelo seco(gr)	5.23	4.48	3.51
Peso de suelo humedo (gr)	6.17	5.28	4.14
Peso de agua (gr)	0.94	0.80	0.63
Contenido de humedad (w%)	17.97%	17.86%	17.95%
Límite Plástico	17.93%		

LÍMITE LÍQUIDO (COPA DE CASAGRANDE)

Nº de lata	1	2	3	4
Peso de suelo humedo + lata (gr)	104.42	92.95	95.96	112.83
Peso de suelo seco + lata (gr)	88.26	76.80	78.50	90.06
Peso de lata (gr)	14.62	11.05	13.17	11.23
Peso de suelo seco (gr)	73.64	65.75	65.33	78.83
Peso de suelo humedo (gr)	89.80	81.90	82.79	101.60
Peso de agua (gr)	16.16	16.15	17.46	22.77
Contenido de humedad (w%)	21.94%	24.56%	26.73%	0.29
Numero de golpes	32	27	22	18
Límite Líquido	25.37%			

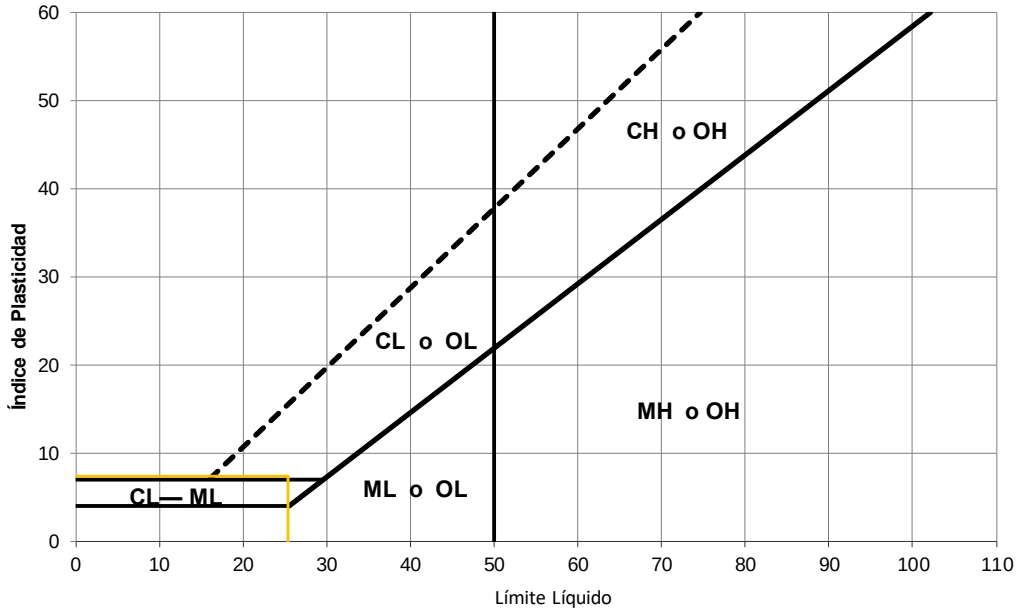


RESUMEN DE RESULTADOS

Límite Plástico	17.93%
Límite Líquido	25.37%
Índice de Plasticidad	7.44%

CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN SUCS

Carta de plasticidad:



Datos Granulometría:

% de gruesos	14.35%	*Retenido en malla Nro. 200*
% de finos	85.65%	*Pasa malla Nro. 200*
% de grava	0.00%	*Retenido en malla Nro. 4*
% de arena	14.35%	*Pasa malla Nro. 4, retenido en malla Nro. 200*

Por lo tanto:

CL	Arcilla de baja plasticidad	*(Clasificación SUCS)*

Gravedad Específica ASTM D854

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

GRAVEDAD ESPECÍFICA MEDIANTE PICNÓMETRO (ASTM D854)

Tesis	:	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"		
Tesistas	:	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA		
Ubicación	:	GENERAL OLLANTA, DISTRITO DE SANTIAGO, PROVINCIA DE CUSCO, DEPARTAMENTO DE CUSCO		
Descripción del suelo	:	SUELO COHESIVO	**Fecha de muestreo** :	04/06/2025
Condición de la muestra	:	ALTERADA	**Fecha de ensayo** :	04/07/2025

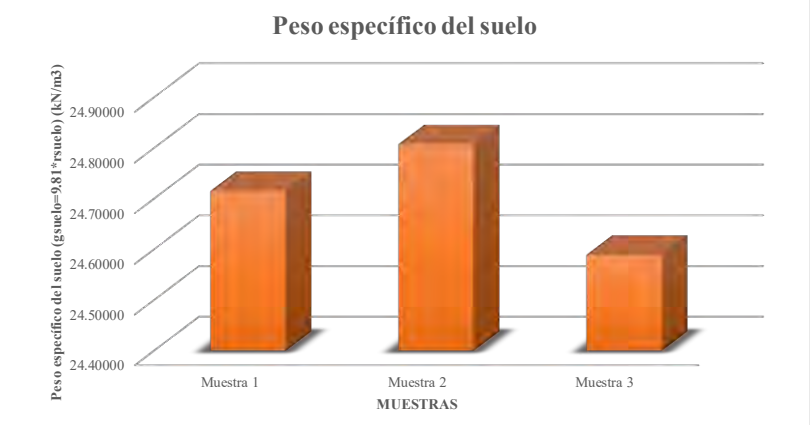
DATOS MUESTRA ANTES DEL ENSAYO

Condición de la muestra	Secada al horno
Tamaño máximo de la fracción ensayada	Malla N°40 (0.425mm)
Método usado	"B" (Desaireado con vacío)

REALIZACIÓN DEL ENSAYO

Muestra N°	**1**	**2**	**3**
Peso suelo seco (m_1) (gr)	100.00	100.00	100.00
Peso pisnómetro (m_2) (gr)	194.79	195.66	195.66
Peso picnómetro + agua (m_3) (gr)	694.14	693.83	694.14
Peso picnómetro + suelo + agua (m_4) (gr)	754.48	754.32	754.28
Gs ($(m_1)/(m_1+m_3-m_4)$)	2.52	2.53	2.51
Temperatura de agua (°C)	14.50	14.90	15.00
Coeficiente de Temperatura (k)	1.000978	1.000914	1.000898
$Gs_{(20°C)}$ (Gs*k)	2.524	2.533	2.511
		2.523	
Densidad de agua a 20°C ($\rho_{agua20°C}$) (g/mL)	0.99821	0.99821	0.99821
Densidad del suelo (ρ_{suelo}) ($Gs_{(20°C)}$*($\rho_{agua20°C}$)) (g/mL)	2.519	2.529	2.507
		2.518	
Peso específico del suelo (γ_{suelo}=9.81*ρ_{suelo}) (kN/m3)	24.715	24.807	24.589
		24.704	

Rango (<=0.03): 0.022 CUMPLE



Proctor Modificado ASTM D-1557

Tesis: INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD

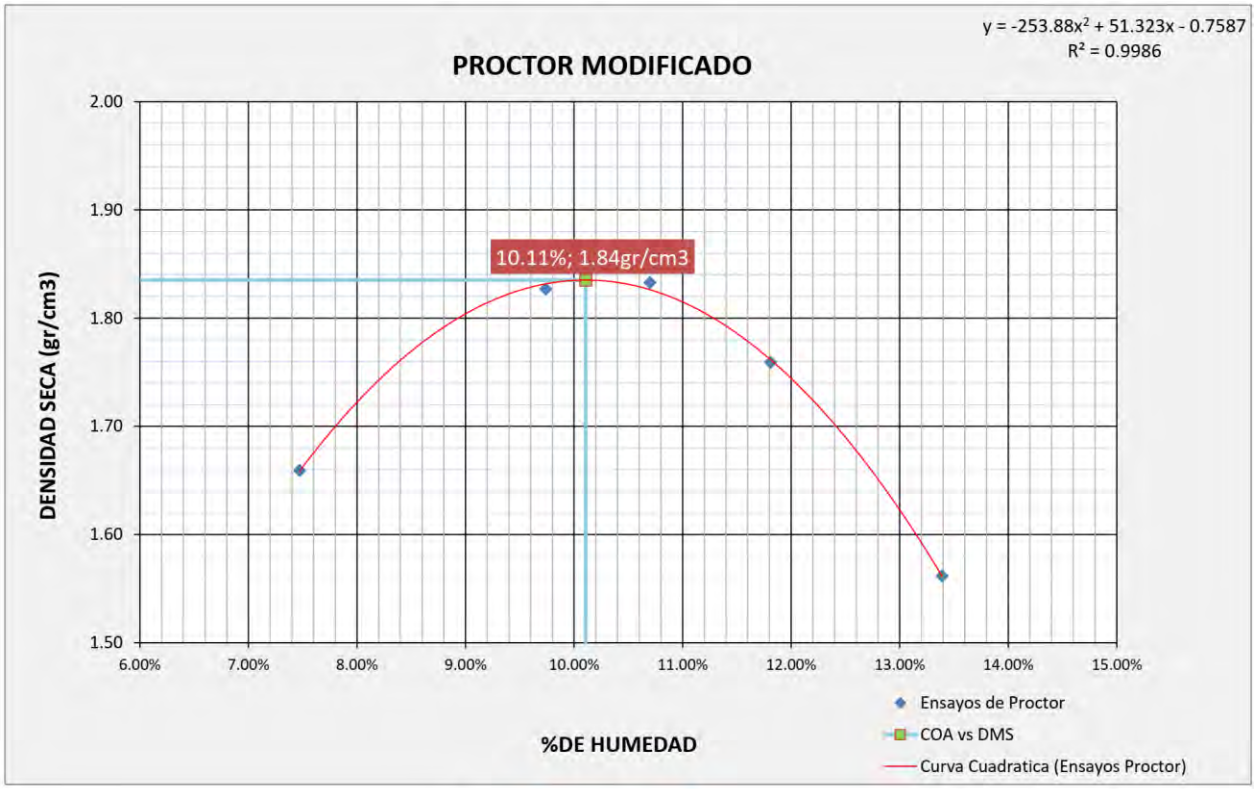
Ubicación: GENERAL OLLANTA-SANTIAGO-CUSCO-CUSCO
Muestra: ALTERADA
Fecha: AGOSTO, 2025
Tesistas: JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA

Clasificacion SUCS= CL

Calicata:	01	SUCS	CL
SUBRASANTE			
METODO			A
DATOS DEL MOLDE			
Altura	11.62cm		
Diametro	10.16cm		
Volumen	942.07cm3		
Peso	3806.00gr		
Material pasante del tami	N4		

FECHA:	MUESTRA Nº				
MOLDE Nº	1	2	3	4	5
NUMERO DE CAPAS	5	5	5	5	5
Nº DE GOLPES POR CAPA	25	25	25	25	25
CONDICIONES DE LA MUESTRA					
PESO DE LA MUESTRA HUM. + MOLDE	5485.8gr	5694.6gr	5717.5gr	5658.9gr	5474.3gr
PESO MOLDE	3806.0gr	3806.0gr	3806.0gr	3806.0gr	3806.0gr
PESO MUESTRA HUMEDA	1679.8gr	1888.6gr	1911.5gr	1852.9gr	1668.3gr
CONSTANTE MOLDE (VOLUMEN)	942.07cm3	942.07cm3	942.07cm3	942.07cm3	942.07cm3
DENSIDAD HUMEDAD	1.78gr/cm3	2.00gr/cm3	2.03gr/cm3	1.97gr/cm3	1.77gr/cm3

CONTENIDO DE HUMEDAD	ARRIBA	ABAJO	ARRIBA	ABAJO	ARRIBA	ABAJO	ARRIBA	ABAJO	ARRIBA	ABAJO
RECIPIENTE Nº	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
PESO RECIPIENTE	42.4gr	44.6gr	45.3gr	51.3gr	52.2gr	51.3gr	52.2gr	50.6gr	48.6gr	51.2gr
PESO DE LA MUESTRA HUM. + RECIPIENTE	107.6gr	120.5gr	112.0gr	108.5gr	123.1gr	100.3gr	119.1gr	113.7gr	121.7gr	120.5gr
PESO DE LA MUESTRA SECA. + RECIPIENTE	104.0gr	114.2gr	106.3gr	103.3gr	116.6gr	95.3gr	111.5gr	107.5gr	112.6gr	112.8gr
PESO DE AGUA	3.6gr	6.3gr	5.7gr	5.2gr	6.5gr	5.0gr	7.5gr	6.2gr	9.1gr	7.7gr
PESO DE MUESTRA SECA	61.6gr	69.5gr	61.0gr	52.0gr	64.4gr	44.0gr	59.3gr	56.9gr	64.0gr	61.6gr
CONTENIDO DE HUMEDAD	5.81%	9.13%	9.39%	10.09%	10.12%	11.28%	12.71%	10.91%	14.20%	12.58%
CONTENIDO PROM. DE HUMEDAD	7.47%		9.74%		10.70%		11.81%		13.39%	
DENSIDAD SECA	1.66gr/cm3		1.83gr/cm3		1.83gr/cm3		1.76gr/cm3		1.56gr/cm3	



γsecamax=	1.84gr/cm3
CHO=	10.11%

Anexo B.2. Ensayos en Suelo Granular

Contenido de Humedad ASTM D2216

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO

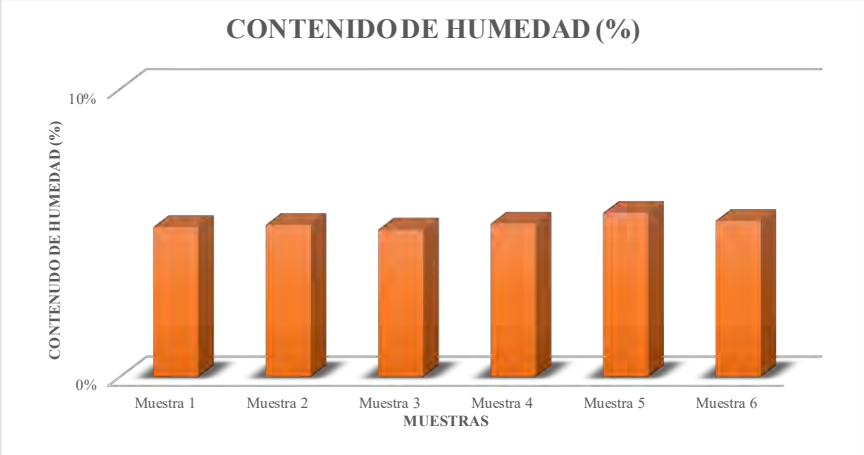
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

DETERMINACIÓN DE CONTENIDO DE HUMEDAD

Tesis	:	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"
Tesistas	:	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA
Ubicación	:	APV. PILLAO MATAO, DISTRITO DE SAN JERÓNIMO, PROVINCIA DE CUSCO, DEPARTAMENTO DE CUSCO
Descripción del suelo	:	SUELO FRICCIONANTE
Condición de la muestra	:	ALTERADA
Fecha de muestreo	:	05/07/2025
Fecha de ensayo	:	09/07/2025

Método de secado al horno						
Muestra N°	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
Peso recipiente (gr)	54.45	58.51	57.78	57.61	59.41	57.58
Peso recipiente + suelo húmedo (gr)	136.54	157.22	151.08	137.43	126.82	128.01
Peso recipiente + suelo seco (gr)	132.47	152.26	146.53	133.39	123.18	124.38
Peso suelo seco (gr)	78.02	93.75	88.75	75.78	63.77	66.80
Peso agua (gr)	4.07	4.96	4.55	4.04	3.64	3.63
Contenido de humedad (%)	5.22%	5.29%	5.13%	5.33%	5.71%	5.43%



Contenido de Humedad Natural Promedio (%) =	5.35%

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO

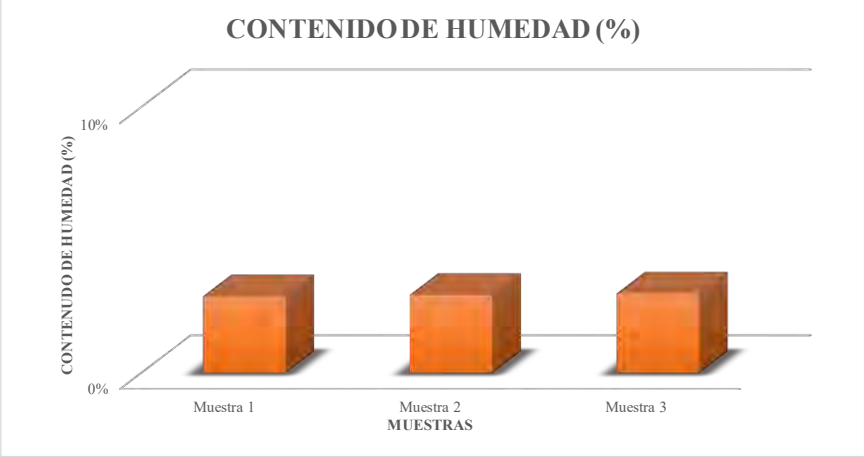
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

DETERMINACIÓN DE CONTENIDO DE HUMEDAD

Tesis	:	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"
Tesistas	:	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA
Ubicación	:	APV. PILLAO MATAO, DISTRITO DE SAN JERÓNIMO, PROVINCIA DE CUSCO, DEPARTAMENTO DE CUSCO
Descripción del suelo	:	SUELO GRANULAR
Condición de la muestra	:	ALTERADA
Fecha de muestreo	:	13/07/2025
Fecha de ensayo	:	06/09/2025

Método de secado al horno			
Muestra N°	**1**	**2**	**3**
Peso recipiente (gr)	21.77	22.04	21.33
Peso recipiente + suelo húmedo (gr)	64.15	76.30	82.65
Peso recipiente + suelo seco (gr)	62.96	74.75	80.87
Peso suelo seco (gr)	41.19	52.71	59.54
Peso agua (gr)	1.19	1.55	1.78
Contenido de humedad (%)	2.89%	2.94%	2.99%



Contenido de Humedad Natural Promedio (%) =	2.94%

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

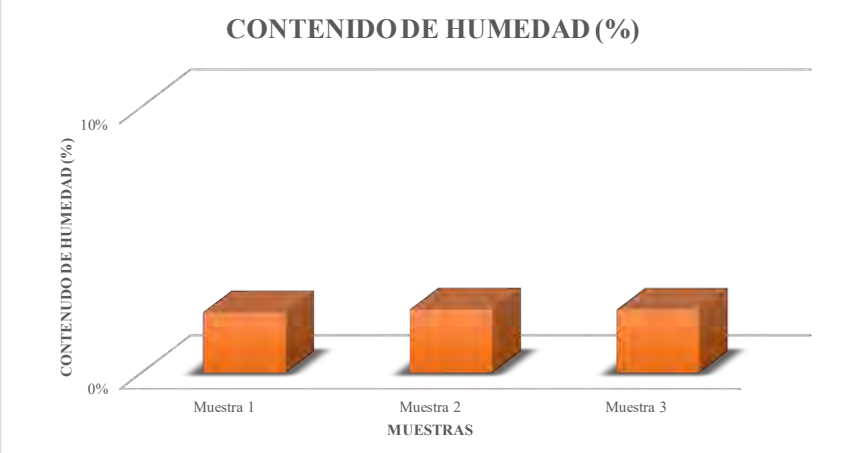
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

DETERMINACIÓN DE CONTENIDO DE HUMEDAD - CORRECCIÓN PARA DENSIDAD MÍNIMA

Tesis	:	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"
Tesistas	:	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA
Ubicación	:	APV. PILLAO MATAO, DISTRITO DE SAN JERÓNIMO, PROVINCIA DE CUSCO, DEPARTAMENTO DE CUSCO
Descripción del suelo	:	SUELO GRANULAR
Condición de la muestra	:	ALTERADA (SECADA AL AIRE EN AMBIENTE CERRADO)
Fecha de muestreo	:	13/07/2025
Fecha de ensayo	:	10/09/2025

Método de secado al horno

Muestra N°	1	2	3	4	5	6
Peso recipiente (gr)	34.71	57.53	61.73			
Peso recipiente + suelo húmedo (gr)	109.44	131.58	151.47			
Peso recipiente + suelo seco (gr)	107.77	129.85	149.38			
Peso suelo seco (gr)	73.06	72.32	87.65			
Peso agua (gr)	1.67	1.73	2.09			
Contenido de humedad (%)	2.29%	2.39%	2.38%			



Contenido de Humedad Natural Promedio (%) =	2.35%

Granulometría ASTM D691

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D6913/D6913M)

Tesis	:	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"		
Tesistas	:	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA		
Ubicación	:	APV. PILLAO MATAO, DISTRITO DE SAN JERÓNIMO, PROVINCIA DE CUSCO, DEPARTAMENTO DE CUSCO		
Descripción del suelo	:	SUELO FRICCIONANTE	**Fecha de muestreo** :	05/07/2025
Condición de la muestra	:	ALTERADA	**Fecha de ensayo** :	08/07/2025

LAVADO DE MUESTRA PREVIO A GRANULOMETRÍA (ASTM D1140)

Peso de la Muestra Seca Inicial para lavado (gr.)	805.00	*Antes del lavado en malla Nro.200 (ASTM D1140)*
Peso Muestra Seca Final retenida en malla Nro. 200 (gr.)	765.78	*Después del lavado en malla Nro.200 (ASTM D1140)*
% de Muestra retenida en malla Nro.200	95.13%	
Peso de muestra eliminada en lavado (gr.)	39.22	
% de Muestra que pasa malla Nro.200	4.87%	

DATOS MUESTRA ANTES DEL ENSAYO

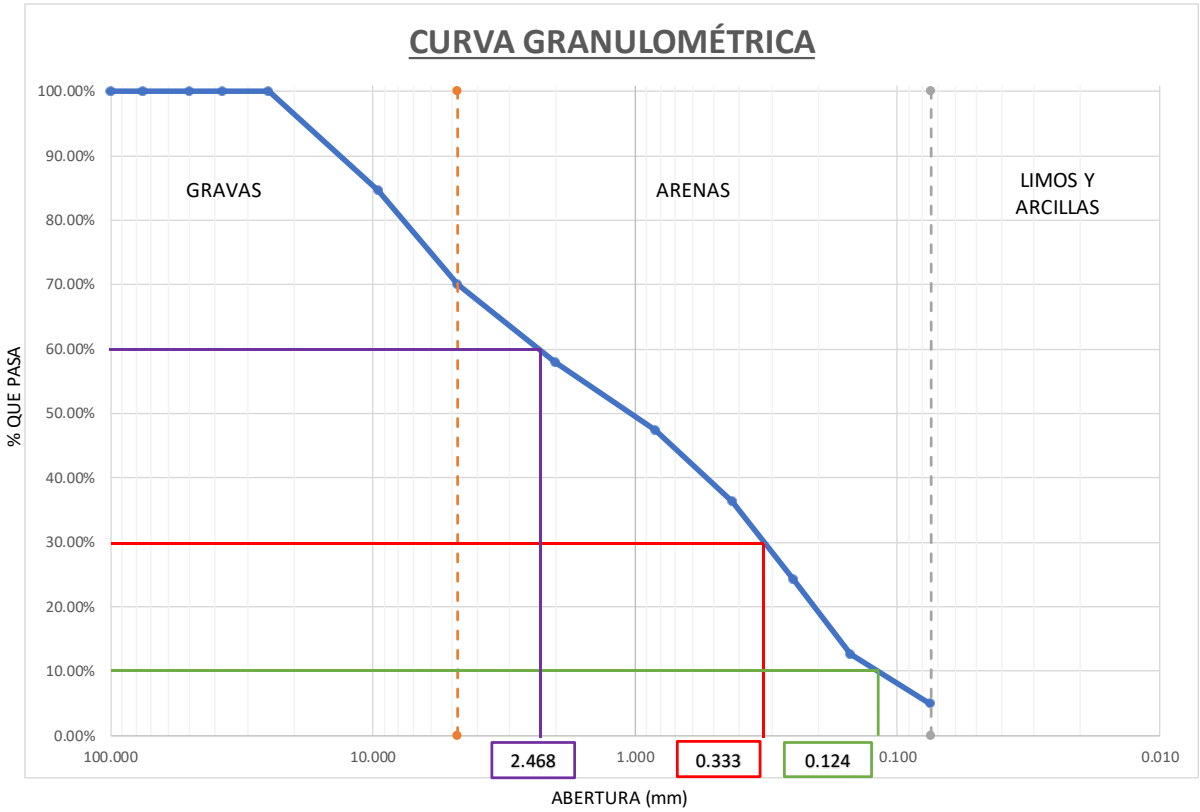
Condición de la muestra	Secada al horno
Reducción de muestra	Cono-cuarteo

Peso de la Muestra Seca Inicial (gr.)	805.00
Peso de la Muestra Seca Final (gr.)	797.14
Pérdida de material (gr.)	7.86
% de pérdida	0.98%

RESULTADOS DEL ENSAYO

TAMIZ	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	PESO QUE PASA (gr)	% RETENIDO	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA
4"	100.000	0.00	805.00	0.00%	0.00%	100.00%
3"	75.000	0.00	805.00	0.00%	0.00%	100.00%
2"	50.000	0.00	805.00	0.00%	0.00%	100.00%
1 1/2"	37.500	0.00	805.00	0.00%	0.00%	100.00%
1"	25.000	0.00	805.00	0.00%	0.00%	100.00%
1/4"	9.500	122.07	682.93	15.31%	15.31%	84.69%
N° 4	4.750	116.94	565.99	14.67%	29.98%	70.02%
N° 10	2.000	96.11	469.88	12.06%	42.04%	57.96%
N° 20	0.840	83.69	386.19	10.50%	52.54%	47.46%
N° 40	0.425	89.05	297.14	11.17%	63.71%	36.29%
N° 60	0.250	95.84	201.30	12.02%	75.73%	24.27%
N° 100	0.150	92.53	108.77	11.61%	87.34%	12.66%
N° 200	0.075	61.69	47.08	7.74%	95.08%	4.92%
Cazuela	0.000	39.22	7.86	4.92%	100.00%	0.00%
		797.14		100.00%		

Tmax	1/4pulg	9.50 mm



D60	2.468	mm
D30	0.333	mm
D10	0.124	mm

Cu	19.87
Cc	0.36

CLASIFICACIÓN DE SUELO SEGÚN SUCS

% de gruesos	95.08%	*Retenido en malla Nro. 200*
% de finos	4.92%	*Pasa malla Nro. 200*
% de grava	29.98%	*Retenido en malla Nro. 4*
% de arena	65.10%	*Pasa malla Nro. 4, retenido en malla Nro. 200*

% de la fraccion gruesa retenida en la malla Nro. 4	31.53%	*(Grava)*
% de la fraccion gruesa pasa la malla Nro. 4	68.47%	*(Arena)*

Por lo tanto:

SP	Arena mal gradada con grava	*(Clasificación SUCS)*

Granulometría Escalpada

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D6913/D6913M)

(CORREGIDO A Tmáx = 2.00mm)

Tesis	:	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"		
Tesistas	:	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA		
Ubicación	:	CENTRO POBLADO PILLAO MATAO, DISTRITO DE SAN JERÓNIMO, PROVINCIA DE CUSCO, DEPARTAMENTO DE CUSCO		
Descripción del suelo	:	SUELO FRICCIONANTE	**Fecha de muestreo** :	05/07/2025
Condición de la muestra	:	ALTERADA	**Fecha de ensayo** :	08/07/2025

DATOS MUESTRA ANTES DEL ENSAYO

Condición de la muestra	Secada al horno
Reducción de muestra	Cono-cuarteo

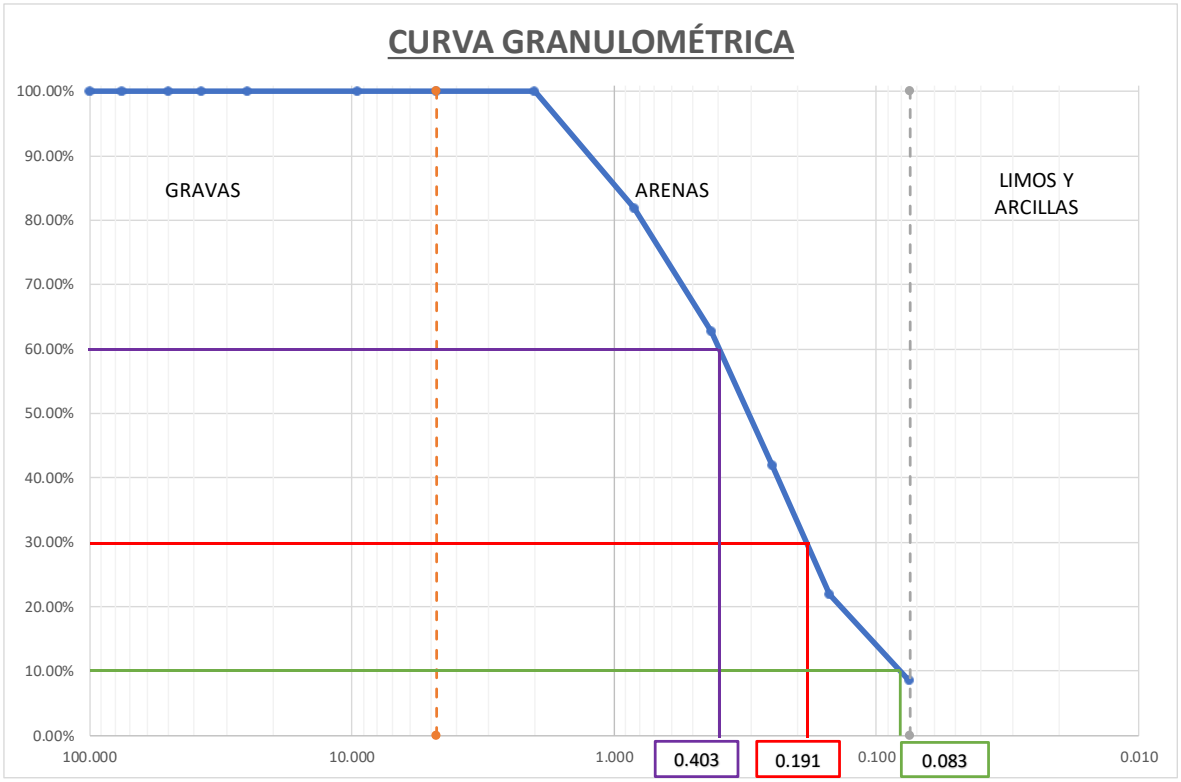
Peso de la Muestra Seca Inicial (gr.)	805.00
Peso de la Muestra Seca Final (gr.)	462.02
Pérdida de material (gr.)	342.98
% de pérdida	42.61%

Nota: La muestra fue escalpada a 2.00 mm (Tamiz Nº 10) para uso en el modelo físico; la gradación reportada corresponde solo al material ≤ 2.00 mm.

RESULTADOS DEL ENSAYO

TAMIZ	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	PESO QUE PASA (gr)	% RETENIDO	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA
4"	100.000	0.00	462.02	0.00%	0.00%	100.00%
3"	75.000	0.00	462.02	0.00%	0.00%	100.00%
2"	50.000	0.00	462.02	0.00%	0.00%	100.00%
1 1/2"	37.500	0.00	462.02	0.00%	0.00%	100.00%
1"	25.000	0.00	462.02	0.00%	0.00%	100.00%
1/4"	9.500	0.00	462.02	0.00%	0.00%	100.00%
N° 4	4.750	0.00	462.02	0.00%	0.00%	100.00%
N° 10	2.000	0.00	462.02	0.00%	0.00%	100.00%
N° 20	0.840	83.69	378.33	18.11%	18.11%	81.89%
N° 40	0.425	89.05	289.28	19.27%	37.39%	62.61%
N° 60	0.250	95.84	193.44	20.74%	58.13%	41.87%
N° 100	0.150	92.53	100.91	20.03%	78.16%	21.84%
N° 200	0.075	61.69	39.22	13.35%	91.51%	8.49%
Cazuela	0.000	39.22	0.00	8.49%	100.00%	0.00%
		462.02		100.00%		

Tmax	N°10	2.00mm



D60	0.403	mm
D30	0.191	mm
D10	0.0835	mm

Cu	4.83
Cc	1.08

CLASIFICACIÓN DE SUELO SEGÚN SUCS

% de gruesos	91.51%	*Retenido en malla Nro. 200*
% de finos	8.49%	*Pasa malla Nro. 200*
% de grava	0.00%	*Retenido en malla Nro. 4*
% de arena	91.51%	*Pasa malla Nro. 4, retenido en malla Nro. 200*

% de la fraccion gruesa retenida en la malla Nro. 4	0.00%	*(Grava)*
% de la fraccion gruesa pasa la malla Nro. 4	100.00%	*(Arena)*

Por lo tanto:

SP-SM/SP-SC	Arena mal gradada con arcilla o limo	*(Clasificación SUCS)*

Gravedad Específica ASTM D854

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

GRAVEDAD ESPECÍFICA MEDIANTE PICNÓMETRO (ASTM D854)

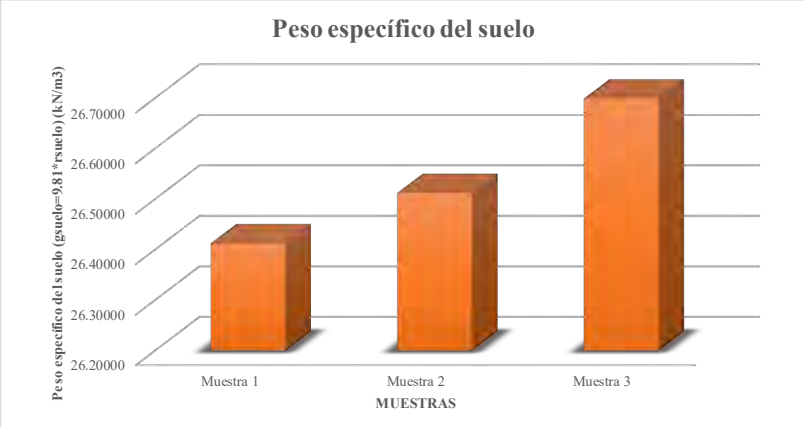
Tesis	:	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"		
Tesistas	:	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA		
Ubicación	:	APV. PILLAO MATAO, DISTRITO DE SAN JERÓNIMO, PROVINCIA DE CUSCO, DEPARTAMENTO DE CUSCO		
Descripción del suelo	:	SUELO GRANULAR	**Fecha de muestreo** :	13/07/2025
Condición de la muestra	:	ALTERADA	**Fecha de ensayo** :	02/12/2025

DATOS MUESTRA ANTES DEL ENSAYO

Condición de la muestra	Secada al horno
Tamaño máximo de la fracción ensayada	Malla N°40 (0.425mm)
Método usado	"B" (Desaireado con vacío)

REALIZACIÓN DEL ENSAYO

Muestra N°	**1**	**2**	**3**	
Peso suelo seco (m_1) (gr)	100.00	100.00	100.00	
Peso picnómetro (m_2) (gr)	195.11	195.46	195.58	
Peso picnómetro + agua (m_3) (gr)	693.13	693.07	692.93	
Peso picnómetro + suelo + agua (m_4) (gr)	756.02	756.10	756.22	Rango (<=0.03):
Gs ($(m_1)/(m_1+m_3-m_4)$)	2.69	2.70	2.72	0.029
Temperatura de agua (°C)	14.70	14.80	15.00	CUMPLE
Coeficiente de Temperatura (k)	1.00095	1.00093	1.00090	
$Gs_{(20°C)}$ (Gs*k)	2.697	2.707	2.726	
		2.710		
Densidad de agua a 20°C ($\rho_{agua20°C}$) (g/mL)	0.99821	0.99821	0.99821	
Densidad del suelo (ρ_{suelo}) ($Gs_{(20°C)}$*($\rho_{agua20°C}$)) (g/mL)	2.692	2.703	2.722	
		2.706		
Peso específico del suelo (γ_{suelo}=9.81*ρ_{suelo}) (kN/m3)	26.413	26.512	26.699	
		26.541		



Densidad Mínima ASTM D4254

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

DETERMINACIÓN DE DENSIDAD MÍNIMA, MÁXIMA Y RELATIVA

Tesis	:	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"		
Tesistas	:	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA		
Ubicación	:	APV. PILLAO MATAO, DISTRITO DE SAN JERÓNIMO, PROVINCIA DE CUSCO, DEPARTAMENTO DE CUSCO		
Descripción del suelo	:	SUELO FRICCIONANTE	**Fecha de muestreo** :	13/07/2025
Condición de la muestra	:	INALTERADA	**Fecha de ensayo** :	10/09/2025

ENSAYO DE DENSIDAD MÍNIMA (ASTM D4254)

DATOS DE RECIPIENTE

Diametro (cm)	10.16	cm
Altura (cm)	16.70	cm
Volumen (cm)	1353.92	cm3



DATOS PARA DENSIDAD MÍNIMA

Tipo de suelo aplicable	*Arenas limpias, gravas limpias, suelos no cohesivos (<10% pasa N°200)*
Estado de la muestra	*Tamizado en la malla nro. 10 (2mm)*

Cálculo de contenido de humedad (w%) para corrección por secado al aire libre:

Método de secado al horno			
Muestra N°	**1**	**2**	**3**
Peso recipiente (gr)	34.71	57.53	61.73
Peso recipiente + suelo húmedo (gr)	109.44	131.58	151.47
Peso recipiente + suelo seco (gr)	107.77	129.85	149.38
Peso suelo seco (gr)	73.06	72.32	87.65
Peso agua (gr)	1.67	1.73	2.09
Contenido de humedad (%) (w%)	2.29%	2.39%	2.38%
	2.35%		

Cálculo de la densidad mínima corregida y de la relación de vacíos máxima:

Muestra N°	**1**	**2**	**3**
Peso del molde vacío (W1) (gr.)	5309.18	5309.18	5309.18
Peso del molde + suelo seco (W2) (gr.)	7177.00	7174.00	7190.00
Peso del suelo seco (Ws = W2 - W1) (gr.)	1867.82	1864.82	1880.82
Contenido de humedad (w%) (%)	2.35%	2.35%	2.35%
Peso del suelo seco corregido (Wc = Ws/(1+w%)) (gr.)	1824.86	1821.93	1837.56
Volumen del molde (V) (cm3)	1353.92	1353.92	1353.92
Densidad seca mínima (ρmin = Ws / V) (gr/cm3)	1.380	1.377	1.389
Densidad seca mínima corregida (ρmincorregida = Wc / V) (gr/cm3)	1.348	1.346	1.357
	1.350		
Gravedad específica (Gs)	2.710	2.710	2.710
Relación de vacíos máxima (emáx)	1.011	1.014	0.857
	0.960711		

Cálculo de relación de vacíos mínimo y Densidad Relativa

CORRELACIÓN PARA RELACIÓN DE VACÍOS MÍNIMA (CUBRINOVSKI & ISHIHARA, 2002)

Cálculo de la relación de vacíos mínima:

% de finos	8.49%	*Entre 5 - 15% de finos*
Relación de vacíos mínima (emín)	0.519	
Gravedad específica	2.710	
Densidad seca máxima (gr/cm3)	1.785	

CÁLCULO DE DENSIDAD RELATIVA (Dr)

Densidad seca objetivo (gr/cm3)	1.466	Obtenida mediante método de lluvia de arena
Gravedad específica	2.710	
Relación de vacíos máxima (emáx)	0.96	
Relación de vacíos mínima (emín)	0.52	
Relación de vacíos objetivo (e)	0.849	
Densidad relativa (Dr) (%)	25.17%	

Anexo B.3. Certificado de uso de laboratorio de mecánica de suelos y materiales

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
Av. de la Cultura Nro. 733 – Escuela Profesional de Ingeniería Civil

CERTIFICADO DE USO DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES PARA TESIS DE INVESTIGACIÓN

EL QUE SUSCRIBE JEFE DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

HACE CONSTAR:

Que los estudiantes; conducentes a la obtención del título profesional de Ingeniero Civil; Bach. JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL y Bach. FRANCO CUEVA MONDACA, hicieron uso del laboratorio para la ejecución de la tesis de investigación: **"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"**.

Los ensayos que realizaron son los siguientes:

Nro	ENSAYOS	NORMA	CANTIDAD
01	Contenido de humedad	ASTM D2216	27
02	Granulometría	ASTM D6913	2
03	Límites de consistencia (Límite Plástico, Líite Líquido)	ASTM D4318	7
04	Gravedad Específica	ASTM D854	6
05	Densidad Mínima	ASTM D4254	3

Se le expide la presente constancia a solicitud escrita por los interesados; con fines académicos para la tesis de investigación.

Cusco, 23 de diciembre del 2025

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
Facultad de Ingeniería Civil
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Material

Ing. Luz Marlene Nieto Palomin
Jefe de Laboratorio

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA SUELOS Y MATERIALES
JEFATURA

Anexo C: Pesos de Mayólicas usados para Sobrecargas

	FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	
	FICHAS DE CONTROL DE ENSAYOS DE TESIS	
	PESOS DE MAYÓLICAS	
Tesis	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"	
Tesistas	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA	

Pesos de las diferentes mayolicas:

Especimen	Peso Inicial (g)	Especimen	Peso Inicial (g)
1	1101	**16**	1108
2	1100	**17**	1107
3	1107	**18**	1099
4	1101	**19**	1103
5	1099	**20**	1100
6	1103	**21**	1104
7	1098	**22**	1103
8	1103	**23**	1101
9	1099	**24**	1103
10	1102	**25**	1103
11	1104	**26**	1105
12	1108	**27**	1101
13	1101	**28**	1103
14	1107	**29**	1100
15	1110	**30**	1107

Peso Promedio (g)	1103.00
Peso Promedio (kg)	1.10

Anexo D: Fichas de Control

Anexo D.1. Control de humedad de cada jornal de ensayo en suelo cohesivo

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

FICHAS DE CONTROL DE ENSAYOS DE TESIS

Control de Humedad de Jornada

Tesis	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"		
Tesistas	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA		
Tipo de Suelo	COHESIVO	**Fecha**	19/10/2025

Calculo de contenido de humedad con microondas:

Peso recipiente (g)	288
Peso Suelo húmedo (g)	199
Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)	487

Ciclos de calentamiento en horno:

Colocacion a horno	Peso Inicial (g)	Peso Final (g)
1	487	481
2	481	471
3	471	469
4	469	463
5	463	460
6	460	458
7	458	457
8	457	457
9	-	-
10	-	-
11	-	-

Peso plato + Suelo seco (g)	457
Peso Suelo seco (g)	169
Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)	17.75%
Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)	17.36%
Error absoluto (E.A.) (%)	0.39%
Error Máximo permisible (E.P.) (%)	2.00%
|(E.A.)|<=(E.P.)	**SI CUMPLE**

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

FICHAS DE CONTROL DE ENSAYOS DE TESIS

Control de Humedad de Jornada

Tesis	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"
Tesistas	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA

Tipo de Suelo	COHESIVO	**Fecha**	21/10/2025

Calculo de contenido de humedad con microondas:

Peso recipiente (g)	288
Peso Suelo húmedo (g)	194
Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)	482

Ciclos de calentamiento en horno:

Colocacion a horno	Peso Inicial (g)	Peso Final (g)
1	482	470
2	470	463
3	463	460
4	460	456
5	456	455
6	455	453
7	453	452
8	452	452
9	-	-
10	-	-

Peso plato + Suelo seco (g)	452
Peso Suelo seco (g)	164
Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)	18.29%
Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)	17.36%
Error absoluto (E.A.) (%)	0.93%
Error Máximo permisible (E.P.) (%)	2.00%
|(E.A.)|<=(E.P.)	**SI CUMPLE**

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

FICHAS DE CONTROL DE ENSAYOS DE TESIS

Control de Humedad de Jornada

Tesis	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"
Tesistas	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA

Tipo de Suelo	COHESIVO	**Fecha**	22/10/2025

Calculo de contenido de humedad con microondas:

Peso recipiente (g)	288
Peso Suelo húmedo (g)	151
Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)	439

Ciclos de calentamiento en horno:

Colocacion a horno	Peso Inicial (g)	Peso Final (g)
1	439	429
2	429	426
3	426	423
4	423	422
5	422	420
6	420	419
7	419	417
8	417	417
9	-	-
10	-	-

Peso plato + Suelo seco (g)	417
Peso Suelo seco (g)	129
Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)	17.05%
Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)	17.36%
Error absoluto (E.A.) (%)	0.31%
Error Máximo permisible (E.P.) (%)	2.00%
|(E.A.)|<=(E.P.)	**SI CUMPLE**

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

FICHAS DE CONTROL DE ENSAYOS DE TESIS

Control de Humedad de Jornada

Tesis	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"		
Tesistas	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA		
Tipo de Suelo	COHESIVO	**Fecha**	23/10/2025

Calculo de contenido de humedad con microondas:

Peso recipiente (g)	288
Peso Suelo húmedo (g)	106
Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)	394

Ciclos de calentamiento en horno:

Colocacion a horno	Peso Inicial (g)	Peso Final (g)
1	394	389
2	389	387
3	387	384
4	384	381
5	381	378
6	378	378
7	-	-
8	-	-
9	-	-
10	-	-

Peso plato + Suelo seco (g)	378
Peso Suelo seco (g)	90
Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)	17.78%
Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)	17.36%
Error absoluto (E.A.) (%)	0.42%
Error Máximo permisible (E.P.) (%)	2.00%
|(E.A.)|<=(E.P.)	**SI CUMPLE**

Anexo D.2. Colocación de Arcilla por apisonado húmedo

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

FICHAS DE CONTROL DE ENSAYOS DE TESIS

Colocación de Suelo Cohesivo por Apisonado Húmedo

Tesis	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"						
Tesistas	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA						
Tipo de suelo	COHESIVO	**Fecha de ensayo**	22/10/2025	**Tipo de muro**	MURO TIPO I (MURO SIN PUNTERA NI TALÓN)	**Ensayo Nro.**	1

Capa	Ancho de capa (cm³)	Largo de capa (cm³)	Espesor de cálculo de capa (cm)	Volumen de capa (cm³)	Peso Específico seco (γd) (gr/cm³)	Masa sólida a colocar (gr)	Contenido de Humedad (w%) (%)	Masa Húmeda a colocar (gr)	Altuura inicial (cm)	Altura final alcanzada (cm)	Observaciones
1	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.97%	9513.00	0.00	4.00	
2	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.97%	9513.00	4.00	7.00	
3	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.97%	9513.00	7.00	11.00	Prueba de calidad
4	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.97%	9513.00	11.00	14.50	
5	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.97%	9513.00	14.50	17.50	
6	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.97%	9513.00	17.50	21.00	
7	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.97%	9513.00	21.00	24.50	Prueba de calidad
8	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.97%	9513.00	24.50	28.00	
9	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.97%	9513.00	28.00	31.50	
10	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.97%	9513.00	31.50	35.00	
11	40.00	25.00	4.00	4000.00	0.84	3360.00	17.97%	3963.75	35.00	39.00	Comienza llenado de trasdós de muro y prueba de calidad
12	40.00	27.00	4.00	4320.00	0.84	3628.80	17.97%	4280.85	39.00	42.50	
13	40.00	28.00	4.00	4480.00	0.84	3763.20	17.97%	4439.40	42.50	46.00	
14	40.00	29.50	4.50	5310.00	0.84	4460.40	17.97%	5261.88	46.00	50.50	Prueba de calidad
15	40.00	31.00	4.50	5580.00	0.84	4687.20	17.97%	5529.43	50.50	55.00	

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

FICHAS DE CONTROL DE ENSAYOS DE TESIS

Colocación de Suelo Cohesivo por Apisonado Húmedo

Tesis	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"						
Tesistas	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA						
Tipo de suelo	COHESIVO	**Fecha de ensayo**	22/10/2025	**Tipo de muro**	MURO TIPO I (MURO SIN PUNTERA NI TALÓN)	**Ensayo Nro.**	2

Capa	Ancho de capa (cm³)	Largo de capa (cm³)	Espesor de cálculo de capa (cm)	Volumen de capa (cm³)	Peso Específico seco (γd) (gr/cm³)	Masa sólida a colocar (gr)	Contenido de Humedad (w%) (%)	Masa Húmeda a colocar (gr)	Altuura inicial (cm)	Altura final alcanzada (cm)	Observaciones
1	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.97%	9513.00	0.00	4.00	
2	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.97%	9513.00	4.00	7.00	
3	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.97%	9513.00	7.00	11.00	Prueba de calidad
4	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.97%	9513.00	11.00	14.50	
5	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.97%	9513.00	14.50	17.50	
6	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.97%	9513.00	17.50	21.00	
7	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.97%	9513.00	21.00	24.50	Prueba de calidad
8	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.97%	9513.00	24.50	28.00	
9	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.97%	9513.00	28.00	31.50	
10	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.97%	9513.00	31.50	35.00	
11	40.00	24.50	4.00	3920.00	0.84	3292.80	17.97%	3884.48	35.00	38.50	Comienza llenado de trasdós de muro y prueba de calidad
12	40.00	26.50	4.00	4240.00	0.84	3561.60	17.97%	4201.58	38.50	42.00	
13	40.00	27.00	4.00	4320.00	0.84	3628.80	17.97%	4280.85	42.00	45.50	
14	40.00	29.00	4.50	5220.00	0.84	4384.80	17.97%	5172.69	45.50	50.00	Prueba de calidad
15	40.00	30.50	4.50	5490.00	0.84	4611.60	17.97%	5440.25	50.00	54.50	

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

FICHAS DE CONTROL DE ENSAYOS DE TESIS

Colocación de Suelo Cohesivo por Apisonado Húmedo

Tesis	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"						
Tesistas	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA						
Tipo de suelo	COHESIVO	**Fecha de ensayo**	19/12/2025	**Tipo de muro**	MURO TIPO II (MURO CON PUNTERA)	**Ensayo Nro.**	1

Capa	Ancho de capa (cm³)	Largo de capa (cm³)	Espesor de cálculo de capa (cm)	Volumen de capa (cm³)	Peso Específico seco (γd) (gr/cm³)	Masa sólida a colocar (gr)	Contenido de Humedad (w%) (%)	Masa Húmeda a colocar (gr)	Altuura inicial (cm)	Altura final alcanzada (cm)	Observaciones
1	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.75%	9495.48	0.00	4.00	
2	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.75%	9495.48	4.00	7.00	
3	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.75%	9495.48	7.00	10.50	Prueba de calidad
4	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.75%	9495.48	10.50	14.00	
5	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.75%	9495.48	14.00	17.50	
6	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.75%	9495.48	17.50	21.00	
7	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.75%	9495.48	21.00	24.50	Prueba de calidad
8	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.75%	9495.48	24.50	28.00	
9	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.75%	9495.48	28.00	31.50	
10	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.75%	9495.48	31.50	35.00	
11	40.00	25.00	4.00	4000.00	0.84	3360.00	17.75%	3956.45	35.00	39.00	Comienza llenado de trasdós de muro y prueba de calidad
12	40.00	26.00	4.00	4160.00	0.84	3494.40	17.75%	4114.71	39.00	42.50	
13	40.00	27.00	4.00	4320.00	0.84	3628.80	17.75%	4272.97	42.50	46.50	
14	40.00	28.00	4.50	5040.00	0.84	4233.60	17.75%	4985.13	46.50	50.50	
15	40.00	29.00	4.50	5220.00	0.84	4384.80	17.75%	5163.17	50.50	55.00	Prueba de calidad

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

FICHAS DE CONTROL DE ENSAYOS DE TESIS

Colocación de Suelo Cohesivo por Apisonado Húmedo

Tesis	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"						
Tesistas	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA						
Tipo de suelo	COHESIVO	**Fecha de ensayo**	21/12/2025	**Tipo de muro**	MURO TIPO II (MURO CON PUNTERA)	**Ensayo Nro.**	2

Capa	Ancho de capa (cm³)	Largo de capa (cm³)	Espesor de cálculo de capa (cm)	Volumen de capa (cm³)	Peso Específico seco (γd) (gr/cm³)	Masa sólida a colocar (gr)	Contenido de Humedad (w%) (%)	Masa Húmeda a colocar (gr)	Altuura inicial (cm)	Altura final alcanzada (cm)	Observaciones
1	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.75%	9495.48	0.00	4.00	
2	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.75%	9495.48	4.00	7.00	
3	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.75%	9495.48	7.00	10.50	Prueba de calidad
4	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.75%	9495.48	10.50	14.00	
5	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.75%	9495.48	14.00	17.50	
6	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.75%	9495.48	17.50	21.00	
7	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.75%	9495.48	21.00	24.50	Prueba de calidad
8	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.75%	9495.48	24.50	28.00	
9	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.75%	9495.48	28.00	31.50	
10	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.75%	9495.48	31.50	35.00	
11	40.00	27.00	4.00	4320.00	0.84	3628.80	17.75%	4272.97	35.00	39.00	Comienza llenado de trasdós de muro y prueba de calidad
12	40.00	29.00	4.00	4640.00	0.84	3897.60	17.75%	4589.48	39.00	42.50	
13	40.00	29.50	4.00	4720.00	0.84	3964.80	17.75%	4668.61	42.50	46.00	
14	40.00	30.00	4.50	5400.00	0.84	4536.00	17.75%	5341.21	46.00	50.50	
15	40.00	31.50	4.50	5670.00	0.84	4762.80	17.75%	5608.27	50.50	54.50	Prueba de calidad

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

FICHAS DE CONTROL DE ENSAYOS DE TESIS

Colocación de Suelo Cohesivo por Apisonado Húmedo

Tesis	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"						
Tesistas	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA						
Tipo de suelo	COHESIVO	**Fecha de ensayo**	21/10/2025	**Tipo de muro**	MURO TIPO III (MURO CON TALÓN)	**Ensayo Nro.**	1

Capa	Ancho de capa (cm³)	Largo de capa (cm³)	Espesor de cálculo de capa (cm)	Volumen de capa (cm³)	Peso Específico seco (γd) (gr/cm³)	Masa sólida a colocar (gr)	Contenido de Humedad (w%) (%)	Masa Húmeda a colocar (gr)	Altuura inicial (cm)	Altura final alcanzada (cm)	Observaciones
1	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	18.18%	9530.18	0.00	4.00	
2	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	18.18%	9530.18	4.00	7.00	
3	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	18.18%	9530.18	7.00	10.50	Prueba de calidad
4	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	18.18%	9530.18	10.50	14.00	
5	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	18.18%	9530.18	14.00	17.50	
6	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	18.18%	9530.18	17.50	21.00	
7	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	18.18%	9530.18	21.00	24.50	Prueba de calidad
8	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	18.18%	9530.18	24.50	28.00	
9	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	18.18%	9530.18	28.00	31.50	
10	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	18.18%	9530.18	31.50	35.00	
11	40.00	21.00	4.00	3360.00	0.84	2822.40	18.18%	3335.56	35.00	39.00	Comienza llenado de trasdós de muro y prueba de calidad
12	40.00	27.50	4.00	4400.00	0.84	3696.00	18.18%	4368.00	39.00	42.50	
13	40.00	28.50	4.00	4560.00	0.84	3830.40	18.18%	4526.84	42.50	46.00	
14	40.00	30.00	4.50	5400.00	0.84	4536.00	18.18%	5360.73	46.00	50.50	
15	40.00	31.20	4.50	5616.00	0.84	4717.44	18.18%	5575.16	50.50	54.50	Prueba de calidad

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

FICHAS DE CONTROL DE ENSAYOS DE TESIS

Colocación de Suelo Cohesivo por Apisonado Húmedo

Tesis	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"						
Tesistas	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA						
Tipo de suelo	COHESIVO	**Fecha de ensayo**	21/10/2025	**Tipo de muro**	MURO TIPO III (MURO CON TALÓN)	**Ensayo Nro.**	2

Capa	Ancho de capa (cm³)	Largo de capa (cm³)	Espesor de cálculo de capa (cm)	Volumen de capa (cm³)	Peso Específico seco (γd) (gr/cm³)	Masa sólida a colocar (gr)	Contenido de Humedad (w%) (%)	Masa Húmeda a colocar (gr)	Altuura inicial (cm)	Altura final alcanzada (cm)	Observaciones
1	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	18.18%	9530.18	0.00	4.00	
2	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	18.18%	9530.18	4.00	7.00	
3	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	18.18%	9530.18	7.00	10.50	Prueba de calidad
4	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	18.18%	9530.18	10.50	14.00	
5	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	18.18%	9530.18	14.00	17.50	
6	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	18.18%	9530.18	17.50	21.00	
7	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	18.18%	9530.18	21.00	24.50	Prueba de calidad
8	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	18.18%	9530.18	24.50	28.00	
9	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	18.18%	9530.18	28.00	31.50	
10	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	18.18%	9530.18	31.50	35.00	
11	40.00	20.50	4.00	3280.00	0.84	2755.20	18.18%	3256.15	35.00	39.00	Comienza llenado de trasdós de muro y prueba de calidad
12	40.00	27.00	4.00	4320.00	0.84	3628.80	18.18%	4288.58	39.00	42.00	
13	40.00	28.00	4.00	4480.00	0.84	3763.20	18.18%	4447.42	42.00	45.50	
14	40.00	29.00	4.00	4640.00	0.84	3897.60	18.18%	4606.25	45.50	50.00	
15	40.00	30.50	4.00	4880.00	0.84	4099.20	18.18%	4844.51	50.00	54.50	Prueba de calidad

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

FICHAS DE CONTROL DE ENSAYOS DE TESIS

Colocación de Suelo Cohesivo por Apisonado Húmedo

Tesis	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"						
Tesistas	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA						
Tipo de suelo	COHESIVO	**Fecha de ensayo**	23/10/2025	**Tipo de muro**	MURO TIPO IV (MURO CON PUNTERA Y TALÓN)	**Ensayo Nro.**	1

Capa	Ancho de capa (cm³)	Largo de capa (cm³)	Espesor de cálculo de capa (cm)	Volumen de capa (cm³)	Peso Específico seco (γd) (gr/cm³)	Masa sólida a colocar (gr)	Contenido de Humedad (w%) (%)	Masa Húmeda a colocar (gr)	Altuura inicial (cm)	Altura final alcanzada (cm)	Observaciones
1	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.33%	9461.76	0.00	4.00	
2	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.33%	9461.76	4.00	7.00	
3	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.33%	9461.76	7.00	10.50	Prueba de calidad
4	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.33%	9461.76	10.50	14.00	
5	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.33%	9461.76	14.00	17.50	
6	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.33%	9461.76	17.50	21.00	
7	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.33%	9461.76	21.00	24.50	Prueba de calidad
8	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.33%	9461.76	24.50	28.00	
9	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.33%	9461.76	28.00	31.50	
10	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.33%	9461.76	31.50	35.00	
11	40.00	25.50	4.00	4080.00	0.84	3427.20	17.33%	4021.25	35.00	38.50	Comienza llenado de trasdós de muro y prueba de calidad
12	40.00	26.50	4.00	4240.00	0.84	3561.60	17.33%	4178.94	38.50	42.00	
13	40.00	29.50	4.00	4720.00	0.84	3964.80	17.33%	4652.03	42.00	45.50	
14	40.00	30.00	4.50	5400.00	0.84	4536.00	17.33%	5322.24	45.50	50.00	Prueba de calidad
15	40.00	31.00	4.50	5580.00	0.84	4687.20	17.33%	5499.65	50.00	54.50	

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

FICHAS DE CONTROL DE ENSAYOS DE TESIS

Colocación de Suelo Cohesivo por Apisonado Húmedo

Tesis	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"						
Tesistas	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA						
Tipo de suelo	COHESIVO	**Fecha de ensayo**	23/10/2025	**Tipo de muro**	MURO TIPO IV (MURO CON PUNTERA Y TALÓN)	**Ensayo Nro.**	1

Capa	Ancho de capa (cm³)	Largo de capa (cm³)	Espesor de cálculo de capa (cm)	Volumen de capa (cm³)	Peso Específico seco (γd) (gr/cm³)	Masa sólida a colocar (gr)	Contenido de Humedad (w%) (%)	Masa Húmeda a colocar (gr)	Altuura inicial (cm)	Altura final alcanzada (cm)	Observaciones
1	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.33%	9461.76	0.00	4.00	
2	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.33%	9461.76	4.00	7.00	
3	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.33%	9461.76	7.00	10.50	Prueba de calidad
4	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.33%	9461.76	10.50	14.00	
5	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.33%	9461.76	14.00	17.50	
6	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.33%	9461.76	17.50	21.00	
7	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.33%	9461.76	21.00	24.50	Prueba de calidad
8	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.33%	9461.76	24.50	28.00	
9	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.33%	9461.76	28.00	31.50	
10	40.00	60.00	4.00	9600.00	0.84	8064.00	17.33%	9461.76	31.50	35.00	
11	40.00	25.50	4.00	4080.00	0.84	3427.20	17.33%	4021.25	35.00	39.00	Comienza llenado de trasdós de muro y prueba de calidad
12	40.00	26.50	4.00	4240.00	0.84	3561.60	17.33%	4178.94	39.00	42.00	
13	40.00	29.50	4.00	4720.00	0.84	3964.80	17.33%	4652.03	42.00	45.50	
14	40.00	30.00	4.50	5400.00	0.84	4536.00	17.33%	5322.24	45.50	50.00	Prueba de calidad
15	40.00	31.00	4.50	5580.00	0.84	4687.20	17.33%	5499.65	50.00	54.50	

Anexo D.3. Control de calidad de capas durante el colocado de arcilla

	FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL						
	FICHAS DE CONTROL DE ENSAYOS DE TESIS						
	Pruebas de calidad de colocación de suelo Cohesivo						
Tesis	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"						
Tesistas	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA						
Suelo	COHESIVO	**Fecha**	22/10/2025	**Tipo de muro**	TIPO I (MURO SIN PUNTERA NI TALÓN)	**Ensayo Nro.**	1

Calculo de contenido de humedad con microondas:

N° de Capa de llenado de arcilla	3	**N° de Capa de llenado de arcilla**	7	**N° de Capa de llenado de arcilla**	11	**N° de Capa de llenado de arcilla**	14
Peso recipiente (g)	288	**Peso recipiente (g)**	288	**Peso recipiente (g)**	288	**Peso recipiente (g)**	288
Peso Suelo húmedo (g)	92	**Peso Suelo húmedo (g)**	93	**Peso Suelo húmedo (g)**	97	**Peso Suelo húmedo (g)**	87
Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)	380	**Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)**	381	**Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)**	385	**Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)**	375
Ciclos de calentamiento en horno:		Ciclos de calentamiento en horno:		Ciclos de calentamiento en horno:		Ciclos de calentamiento en horno:	
Colocacion a horno	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**	**Colocacion a horno**	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**	**Colocacion a horno**	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**	**Colocacion a horno**	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**
1	380	376	**1**	381	377	**1**	385	382	**1**	375	368
2	376	372	**2**	377	373	**2**	382	379	**2**	368	365
3	372	369	**3**	373	370	**3**	379	377	**3**	365	362
4	369	368	**4**	370	368	**4**	377	374	**4**	362	362
5	368	367	**5**	368	366	**5**	374	372	**5**	362	362
6	367	367	**6**	366	366	**6**	372	371	**6**	-	-
7	367	367	**7**	-	-	**7**	371	370	**7**	-	-
8	-	-	**8**	-	-	**8**	370	370	**8**	-	-
9	-	-	**9**	-	-	**9**	-	-	**9**	-	-
10	-	-	**10**	-	-	**10**	-	-	**10**	-	-
Peso plato + Suelo seco (g)	367	**Peso plato + Suelo seco (g)**	366	**Peso plato + Suelo seco (g)**	370	**Peso plato + Suelo seco (g)**	362
Peso Suelo seco (g)	79	**Peso Suelo seco (g)**	78	**Peso Suelo seco (g)**	82	**Peso Suelo seco (g)**	74
Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)	16.46%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	19.23%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	18.29%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	17.57%
Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)	17.36%	**Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)**	17.36%	**Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)**	17.36%	**Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)**	17.36%
Error absoluto (E.A.) (%)	0.90%	**Error absoluto (E.A.) (%)**	1.87%	**Error absoluto (E.A.) (%)**	0.93%	**Error absoluto (E.A.) (%)**	0.21%
Error Máximo permisible (E.P.) (%)	2.00%	**Error Máximo permisible (E.P.) (%)**	2.00%	**Error Máximo permisible (E.P.) (%)**	2.00%	**Error Máximo permisible (E.P.) (%)**	2.00%
|(E.A.)|<=(E.P.)	**SI CUMPLE**	**|(E.A.)|<=(E.P.)**	**SI CUMPLE**	**|(E.A.)|<=(E.P.)**	**SI CUMPLE**	**|(E.A.)|<=(E.P.)**	**SI CUMPLE**

Calculo de peso específico seco:

N° de Capa de llenado de arcilla	3	**N° de Capa de llenado de arcilla**	7	**N° de Capa de llenado de arcilla**	11	**N° de Capa de llenado de arcilla**	14
Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)	16.46%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	19.23%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	18.29%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	17.57%
Masa seca extraída (g)	79.00	**Masa seca extraída (g)**	78.00	**Masa seca extraída (g)**	82.00	**Masa seca extraída (g)**	74.00
Diametro de cilindro metálico (cm)	5.50	**Diametro de cilindro metálico (cm)**	5.50	**Diametro de cilindro metálico (cm)**	5.50	**Diametro de cilindro metálico (cm)**	5.50
Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)	3.90	**Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)**	3.90	**Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)**	4.10	**Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)**	3.80
Volumen (cm3)	92.66	**Volumen (cm3)**	92.66	**Volumen (cm3)**	97.41	**Volumen (cm3)**	90.28
Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)	0.8526	**Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)**	0.8418	**Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)**	0.8418	**Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)**	0.8197
Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)	0.8400	**Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)**	0.8400	**Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)**	0.8400	**Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)**	0.8400
Error absoluto	0.0126	**Error absoluto**	0.0018	**Error absoluto**	0.0018	**Error absoluto**	0.0203
Error relativo (E.R.) (%)	1.50%	**Error relativo (E.R.) (%)**	0.22%	**Error relativo (E.R.) (%)**	0.22%	**Error relativo (E.R.) (%)**	2.42%
(E.R.)<=3%	**SI CUMPLE**	**(E.R.)<=3%**	**SI CUMPLE**	**(E.R.)<=3%**	**SI CUMPLE**	**(E.R.)<=3%**	**SI CUMPLE**

	FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL						
	FICHAS DE CONTROL DE ENSAYOS DE TESIS						
	Pruebas de calidad de colocación de suelo Cohesivo						
Tesis	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"						
Tesistas	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA						
Suelo	COHESIVO	**Fecha**	22/10/2025	**Tipo de muro**	TIPO I (MURO SIN PUNTERA NI TALÓN)	**Ensayo Nro.**	2

Calculo de contenido de humedad con microondas:

N° de Capa de llenado de arcilla	3	**N° de Capa de llenado de arcilla**	7	**N° de Capa de llenado de arcilla**	10	**N° de Capa de llenado de arcilla**	14
Peso recipiente (g)	288	**Peso recipiente (g)**	288	**Peso recipiente (g)**	288	**Peso recipiente (g)**	288
Peso Suelo húmedo (g)	95	**Peso Suelo húmedo (g)**	89	**Peso Suelo húmedo (g)**	92	**Peso Suelo húmedo (g)**	98
Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)	383	**Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)**	377	**Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)**	380	**Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)**	386
Ciclos de calentamiento en horno:		Ciclos de calentamiento en horno:		Ciclos de calentamiento en horno:		Ciclos de calentamiento en horno:	

Colocacion a horno	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**	**Colocacion a horno**	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**	**Colocacion a horno**	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**	**Colocacion a horno**	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**
1	383	377	**1**	377	371	**1**	380	378	**1**	386	382
2	377	375	**2**	371	369	**2**	378	376	**2**	382	378
3	375	374	**3**	369	366	**3**	376	372	**3**	378	375
4	374	372	**4**	366	364	**4**	372	369	**4**	375	373
5	372	370	**5**	364	364	**5**	369	367	**5**	373	372
6	370	370	**6**	-	-	**6**	367	367	**6**	372	372
7	-	-	**7**	-	-	**7**	367	367	**7**	372	372
8	-	-	**8**	-	-	**8**	-	-	**8**	-	-
9	-	-	**9**	-	-	**9**	-	-	**9**	-	-
10	-	-	**10**	-	-	**10**	-	-	**10**	-	-

Peso plato + Suelo seco (g)	370	**Peso plato + Suelo seco (g)**	364	**Peso plato + Suelo seco (g)**	367	**Peso plato + Suelo seco (g)**	372
Peso Suelo seco (g)	82	**Peso Suelo seco (g)**	76	**Peso Suelo seco (g)**	79	**Peso Suelo seco (g)**	84
Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)	15.85%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	17.11%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	16.46%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	16.67%
Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)	17.36%	**Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)**	17.36%	**Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)**	17.36%	**Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)**	17.36%
Error absoluto (E.A.) (%)	1.51%	**Error absoluto (E.A.) (%)**	0.25%	**Error absoluto (E.A.) (%)**	0.90%	**Error absoluto (E.A.) (%)**	0.69%
Error Máximo permisible (E.P.) (%)	2.00%	**Error Máximo permisible (E.P.) (%)**	2.00%	**Error Máximo permisible (E.P.) (%)**	2.00%	**Error Máximo permisible (E.P.) (%)**	2.00%
|(E.A.)|<=(E.P.)	**SI CUMPLE**	**|(E.A.)|<=(E.P.)**	**SI CUMPLE**	**|(E.A.)|<=(E.P.)**	**SI CUMPLE**	**|(E.A.)|<=(E.P.)**	**SI CUMPLE**

Calculo de peso específico seco:

N° de Capa de llenado de arcilla	3	**N° de Capa de llenado de arcilla**	7	**N° de Capa de llenado de arcilla**	10	**N° de Capa de llenado de arcilla**	14
Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)	15.85%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	17.11%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	16.46%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	16.67%
Masa seca extraída (g)	82.00	**Masa seca extraída (g)**	76.00	**Masa seca extraída (g)**	79.00	**Masa seca extraída (g)**	84.00
Diametro de cilindro metálico (cm)	5.50	**Diametro de cilindro metálico (cm)**	5.50	**Diametro de cilindro metálico (cm)**	5.50	**Diametro de cilindro metálico (cm)**	5.50
Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)	4.00	**Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)**	3.90	**Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)**	4.00	**Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)**	4.10
Volumen (cm3)	95.03	**Volumen (cm3)**	92.66	**Volumen (cm3)**	95.03	**Volumen (cm3)**	97.41
Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)	0.8629	**Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)**	0.8202	**Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)**	0.8313	**Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)**	0.8623
Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)	0.8400	**Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)**	0.8400	**Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)**	0.8400	**Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)**	0.8400
Error absoluto	0.0229	**Error absoluto**	0.0198	**Error absoluto**	0.0087	**Error absoluto**	0.0223
Error relativo (E.R.) (%)	2.72%	**Error relativo (E.R.) (%)**	2.35%	**Error relativo (E.R.) (%)**	1.04%	**Error relativo (E.R.) (%)**	2.66%
(E.R.)<=3%	**SI CUMPLE**	**(E.R.)<=3%**	**SI CUMPLE**	**(E.R.)<=3%**	**SI CUMPLE**	**(E.R.)<=3%**	**SI CUMPLE**

	FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL						
	FICHAS DE CONTROL DE ENSAYOS DE TESIS						
	Pruebas de calidad de colocación de suelo Cohesivo						
Tesis	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"						
Tesistas	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA						
Suelo	COHESIVO	**Fecha**	19/10/2025	**Tipo de muro**	TIPO II (MURO CON PUNTERA)	**Ensayo Nro.**	1

Calculo de contenido de humedad con microondas:

N° de Capa de llenado de arcilla	3	**N° de Capa de llenado de arcilla**	7	**N° de Capa de llenado de arcilla**	11	**N° de Capa de llenado de arcilla**	15
Peso recipiente (g)	288	**Peso recipiente (g)**	288	**Peso recipiente (g)**	288	**Peso recipiente (g)**	288
Peso Suelo húmedo (g)	86	**Peso Suelo húmedo (g)**	87	**Peso Suelo húmedo (g)**	97	**Peso Suelo húmedo (g)**	93
Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)	374	**Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)**	375	**Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)**	385	**Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)**	381
Ciclos de calentamiento en horno:		Ciclos de calentamiento en horno:		Ciclos de calentamiento en horno:		Ciclos de calentamiento en horno:	
Colocacion a horno	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**	**Colocacion a horno**	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**	**Colocacion a horno**	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**	**Colocacion a horno**	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**
1	374	370	**1**	375	370	**1**	385	383	**1**	381	378
2	370	366	**2**	370	367	**2**	383	381	**2**	378	375
3	366	364	**3**	367	364	**3**	381	380	**3**	375	371
4	364	362	**4**	364	363	**4**	380	378	**4**	371	369
5	362	361	**5**	363	363	**5**	378	377	**5**	369	367
6	361	361	**6**	363	363	**6**	377	376	**6**	367	367
7	-	-	**7**	-	-	**7**	376	374	**7**	-	-
8	-	-	**8**	-	-	**8**	374	372	**8**	-	-
9	-	-	**9**	-	-	**9**	372	371	**9**	-	-
10	-	-	**10**	-	-	**10**	371	371	**10**	-	-
Peso plato + Suelo seco (g)	361		**Peso plato + Suelo seco (g)**	363		**Peso plato + Suelo seco (g)**	371		**Peso plato + Suelo seco (g)**	367	
Peso Suelo seco (g)	73		**Peso Suelo seco (g)**	75		**Peso Suelo seco (g)**	83		**Peso Suelo seco (g)**	79	
Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)	17.81%		**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	16.00%		**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	16.87%		**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	17.72%	
Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)	17.36%		**Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)**	17.36%		**Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)**	17.36%		**Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)**	17.36%	
Error absoluto (E.A.) (%)	0.45%		**Error absoluto (E.A.) (%)**	1.36%		**Error absoluto (E.A.) (%)**	0.49%		**Error absoluto (E.A.) (%)**	0.36%	
Error Máximo permisible (E.P.) (%)	2.00%		**Error Máximo permisible (E.P.) (%)**	2.00%		**Error Máximo permisible (E.P.) (%)**	2.00%		**Error Máximo permisible (E.P.) (%)**	2.00%	
|(E.A.)|<=(E.P.)	**SI CUMPLE**	**|(E.A.)|<=(E.P.)**	**SI CUMPLE**	**|(E.A.)|<=(E.P.)**	**SI CUMPLE**	**|(E.A.)|<=(E.P.)**	**SI CUMPLE**

Calculo de peso específico seco:

N° de Capa de llenado de arcilla	3	**N° de Capa de llenado de arcilla**	7	**N° de Capa de llenado de arcilla**	11	**N° de Capa de llenado de arcilla**	15
Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)	17.81%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	16.00%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	16.87%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	17.72%
Masa seca extraída (g)	73.00	**Masa seca extraída (g)**	75.00	**Masa seca extraída (g)**	83.00	**Masa seca extraída (g)**	79.00
Diametro de cilindro metálico (cm)	5.50	**Diametro de cilindro metálico (cm)**	5.50	**Diametro de cilindro metálico (cm)**	5.50	**Diametro de cilindro metálico (cm)**	5.50
Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)	3.70	**Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)**	3.80	**Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)**	4.10	**Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)**	4.00
Volumen (cm3)	87.91	**Volumen (cm3)**	90.28	**Volumen (cm3)**	97.41	**Volumen (cm3)**	95.03
Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)	0.8304	**Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)**	0.8307	**Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)**	0.8521	**Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)**	0.8313
Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)	0.8400	**Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)**	0.8400	**Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)**	0.8400	**Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)**	0.8400
Error absoluto	0.0096	**Error absoluto**	0.0093	**Error absoluto**	0.0121	**Error absoluto**	0.0087
Error relativo (E.R.) (%)	1.14%	**Error relativo (E.R.) (%)**	1.10%	**Error relativo (E.R.) (%)**	1.44%	**Error relativo (E.R.) (%)**	1.04%
(E.R.)<=3%	**SI CUMPLE**	**(E.R.)<=3%**	**SI CUMPLE**	**(E.R.)<=3%**	**SI CUMPLE**	**(E.R.)<=3%**	**SI CUMPLE**

	FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL						
	FICHAS DE CONTROL DE ENSAYOS DE TESIS						
	Pruebas de calidad de colocación de suelo Cohesivo						
Tesis	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"						
Tesistas	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA						
Suelo	COHESIVO	**Fecha**	21/10/2025	**Tipo de muro**	TIPO II (MURO CON PUNTERA)	**Ensayo Nro.**	2

Calculo de contenido de humedad con microondas:

N° de Capa de llenado de arcilla	3	**N° de Capa de llenado de arcilla**	7	**N° de Capa de llenado de arcilla**	11	**N° de Capa de llenado de arcilla**	15
Peso recipiente (g)	288	**Peso recipiente (g)**	288	**Peso recipiente (g)**	288	**Peso recipiente (g)**	288
Peso Suelo húmedo (g)	88	**Peso Suelo húmedo (g)**	94	**Peso Suelo húmedo (g)**	95	**Peso Suelo húmedo (g)**	90
Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)	376	**Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)**	382	**Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)**	383	**Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)**	378
Ciclos de calentamiento en horno:		Ciclos de calentamiento en horno:		Ciclos de calentamiento en horno:		Ciclos de calentamiento en horno:	

Colocacion a horno	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**	**Colocacion a horno**	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**	**Colocacion a horno**	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**	**Colocacion a horno**	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**
1	376	371	**1**	382	379	**1**	383	380	**1**	378	373
2	371	369	**2**	379	375	**2**	380	378	**2**	373	371
3	369	367	**3**	375	372	**3**	378	376	**3**	371	370
4	367	365	**4**	372	369	**4**	376	373	**4**	370	367
5	365	363	**5**	369	368	**5**	373	370	**5**	367	366
6	363	363	**6**	368	368	**6**	370	368	**6**	366	365
7	-	-	**7**	-	-	**7**	368	368	**7**	365	365
8	-	-	**8**	-	-	**8**	-	-	**8**	-	-
9	-	-	**9**	-	-	**9**	-	-	**9**	-	-
10	-	-	**10**	-	-	**10**	-	-	**10**	-	-

Peso plato + Suelo seco (g)	363	**Peso plato + Suelo seco (g)**	368	**Peso plato + Suelo seco (g)**	368	**Peso plato + Suelo seco (g)**	365
Peso Suelo seco (g)	75	**Peso Suelo seco (g)**	80	**Peso Suelo seco (g)**	80	**Peso Suelo seco (g)**	77
Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)	17.33%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	17.50%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	18.75%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	16.88%
Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)	17.36%	**Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)**	17.36%	**Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)**	17.36%	**Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)**	17.36%
Error absoluto (E.A.) (%)	0.03%	**Error absoluto (E.A.) (%)**	0.14%	**Error absoluto (E.A.) (%)**	1.39%	**Error absoluto (E.A.) (%)**	0.48%
Error Máximo permisible (E.P.) (%)	2.00%	**Error Máximo permisible (E.P.) (%)**	2.00%	**Error Máximo permisible (E.P.) (%)**	2.00%	**Error Máximo permisible (E.P.) (%)**	2.00%
|(E.A.)|<=(E.P.)	**SI CUMPLE**	**|(E.A.)|<=(E.P.)**	**SI CUMPLE**	**|(E.A.)|<=(E.P.)**	**SI CUMPLE**	**|(E.A.)|<=(E.P.)**	**SI CUMPLE**

Calculo de peso específico seco:

N° de Capa de llenado de arcilla	3	**N° de Capa de llenado de arcilla**	7	**N° de Capa de llenado de arcilla**	11	**N° de Capa de llenado de arcilla**	15
Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)	17.33%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	17.50%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	18.75%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	16.88%
Masa seca extraída (g)	75.00	**Masa seca extraída (g)**	80.00	**Masa seca extraída (g)**	80.00	**Masa seca extraída (g)**	77.00
Diametro de cilindro metálico (cm)	5.50	**Diametro de cilindro metálico (cm)**	5.50	**Diametro de cilindro metálico (cm)**	5.50	**Diametro de cilindro metálico (cm)**	5.50
Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)	3.80	**Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)**	4.10	**Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)**	4.10	**Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)**	3.90
Volumen (cm3)	90.28	**Volumen (cm3)**	97.41	**Volumen (cm3)**	97.41	**Volumen (cm3)**	92.66
Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)	0.8307	**Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)**	0.8213	**Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)**	0.8213	**Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)**	0.8310
Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)	0.8400	**Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)**	0.8400	**Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)**	0.8400	**Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)**	0.8400
Error absoluto	0.0093	**Error absoluto**	0.0187	**Error absoluto**	0.0187	**Error absoluto**	0.0090
Error relativo (E.R.) (%)	1.10%	**Error relativo (E.R.) (%)**	2.23%	**Error relativo (E.R.) (%)**	2.23%	**Error relativo (E.R.) (%)**	1.07%
(E.R.)<=3%	**SI CUMPLE**	**(E.R.)<=3%**	**SI CUMPLE**	**(E.R.)<=3%**	**SI CUMPLE**	**(E.R.)<=3%**	**SI CUMPLE**

	FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL						
	FICHAS DE CONTROL DE ENSAYOS DE TESIS						
	Pruebas de calidad de colocación de suelo Cohesivo						
Tesis	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"						
Tesistas	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA						
Suelo	COHESIVO	**Fecha**	21/10/2025	**Tipo de muro**	TIPO III (MURO CON TALÓN)	**Ensayo Nro.**	1

Calculo de contenido de humedad con microondas:

N° de Capa de llenado de arcilla	3	**N° de Capa de llenado de arcilla**	7	**N° de Capa de llenado de arcilla**	11	**N° de Capa de llenado de arcilla**	15
Peso recipiente (g)	288	**Peso recipiente (g)**	288	**Peso recipiente (g)**	288	**Peso recipiente (g)**	288
Peso Suelo húmedo (g)	88	**Peso Suelo húmedo (g)**	94	**Peso Suelo húmedo (g)**	95	**Peso Suelo húmedo (g)**	90
Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)	376	**Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)**	382	**Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)**	383	**Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)**	378
Ciclos de calentamiento en horno:		Ciclos de calentamiento en horno:		Ciclos de calentamiento en horno:		Ciclos de calentamiento en horno:	
Colocacion a horno	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**	**Colocacion a horno**	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**	**Colocacion a horno**	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**	**Colocacion a horno**	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**
1	376	371	**1**	382	379	**1**	383	380	**1**	378	373
2	371	369	**2**	379	375	**2**	380	378	**2**	373	371
3	369	367	**3**	375	372	**3**	378	376	**3**	371	370
4	367	365	**4**	372	369	**4**	376	373	**4**	370	367
5	365	363	**5**	369	368	**5**	373	370	**5**	367	366
6	363	363	**6**	368	368	**6**	370	370	**6**	366	365
7	-	-	**7**	-	-	**7**	370	370	**7**	365	365
8	-	-	**8**	-	-	**8**	-	-	**8**	-	-
9	-	-	**9**	-	-	**9**	-	-	**9**	-	-
10	-	-	**10**	-	-	**10**	-	-	**10**	-	-
Peso plato + Suelo seco (g)	363		**Peso plato + Suelo seco (g)**	368		**Peso plato + Suelo seco (g)**	370		**Peso plato + Suelo seco (g)**	365	
Peso Suelo seco (g)	75		**Peso Suelo seco (g)**	80		**Peso Suelo seco (g)**	82		**Peso Suelo seco (g)**	77	
Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)	17.33%		**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	17.50%		**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	15.85%		**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	16.88%	
Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)	17.36%		**Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)**	17.36%		**Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)**	17.36%		**Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)**	17.36%	
Error absoluto (E.A.) (%)	0.03%		**Error absoluto (E.A.) (%)**	0.14%		**Error absoluto (E.A.) (%)**	1.51%		**Error absoluto (E.A.) (%)**	0.48%	
Error Máximo permisible (E.P.) (%)	2.00%		**Error Máximo permisible (E.P.) (%)**	2.00%		**Error Máximo permisible (E.P.) (%)**	2.00%		**Error Máximo permisible (E.P.) (%)**	2.00%	
|(E.A.)|<=(E.P.)	**SI CUMPLE**	**|(E.A.)|<=(E.P.)**	**SI CUMPLE**	**|(E.A.)|<=(E.P.)**	**SI CUMPLE**	**|(E.A.)|<=(E.P.)**	**SI CUMPLE**

Calculo de peso específico seco:

N° de Capa de llenado de arcilla	3	**N° de Capa de llenado de arcilla**	7	**N° de Capa de llenado de arcilla**	11	**N° de Capa de llenado de arcilla**	15
Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)	17.33%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	17.50%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	15.85%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	16.88%
Masa seca extraída (g)	75.00	**Masa seca extraída (g)**	80.00	**Masa seca extraída (g)**	82.00	**Masa seca extraída (g)**	77.00
Diametro de cilindro metálico (cm)	5.50	**Diametro de cilindro metálico (cm)**	5.50	**Diametro de cilindro metálico (cm)**	5.50	**Diametro de cilindro metálico (cm)**	5.50
Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)	3.80	**Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)**	4.10	**Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)**	4.10	**Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)**	3.90
Volumen (cm3)	90.28	**Volumen (cm3)**	97.41	**Volumen (cm3)**	97.41	**Volumen (cm3)**	92.66
Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)	0.8307	**Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)**	0.8213	**Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)**	0.8418	**Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)**	0.8310
Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)	0.8400	**Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)**	0.8400	**Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)**	0.8400	**Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)**	0.8400
Error absoluto	0.0093	**Error absoluto**	0.0187	**Error absoluto**	0.0018	**Error absoluto**	0.0090
Error relativo (E.R.) (%)	1.10%	**Error relativo (E.R.) (%)**	2.23%	**Error relativo (E.R.) (%)**	0.22%	**Error relativo (E.R.) (%)**	1.07%
(E.R.)<=3%	**SI CUMPLE**	**(E.R.)<=3%**	**SI CUMPLE**	**(E.R.)<=3%**	**SI CUMPLE**	**(E.R.)<=3%**	**SI CUMPLE**

	FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL						
	FICHAS DE CONTROL DE ENSAYOS DE TESIS						
	Pruebas de calidad de colocación de suelo Cohesivo						
Tesis	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"						
Tesistas	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA						
Suelo	COHESIVO	**Fecha**	21/10/2025	**Tipo de muro**	TIPO III (MURO CON TALÓN)	**Ensayo Nro.**	2

Calculo de contenido de humedad con microondas:

N° de Capa de llenado de arcilla	3	**N° de Capa de llenado de arcilla**	7	**N° de Capa de llenado de arcilla**	11	**N° de Capa de llenado de arcilla**	15
Peso recipiente (g)	288	**Peso recipiente (g)**	288	**Peso recipiente (g)**	288	**Peso recipiente (g)**	288
Peso Suelo húmedo (g)	91	**Peso Suelo húmedo (g)**	95	**Peso Suelo húmedo (g)**	94	**Peso Suelo húmedo (g)**	99
Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)	379	**Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)**	383	**Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)**	382	**Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)**	387
Ciclos de calentamiento en horno:		Ciclos de calentamiento en horno:		Ciclos de calentamiento en horno:		Ciclos de calentamiento en horno:	

Colocacion a horno	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**	**Colocacion a horno**	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**	**Colocacion a horno**	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**	**Colocacion a horno**	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**
1	379	374	**1**	383	378	**1**	382	377	**1**	387	381
2	374	372	**2**	378	375	**2**	377	375	**2**	381	378
3	372	369	**3**	375	373	**3**	375	372	**3**	378	376
4	369	366	**4**	373	371	**4**	372	370	**4**	376	375
5	366	365	**5**	371	370	**5**	370	368	**5**	375	374
6	365	365	**6**	370	369	**6**	368	368	**6**	374	372
7	-	-	**7**	369	369	**7**	-	-	**7**	372	372
8	-	-	**8**	-	-	**8**	-	-	**8**	-	-
9	-	-	**9**	-	-	**9**	-	-	**9**	-	-
10	-	-	**10**	-	-	**10**	-	-	**10**	-	-

Peso plato + Suelo seco (g)	365	**Peso plato + Suelo seco (g)**	369	**Peso plato + Suelo seco (g)**	368	**Peso plato + Suelo seco (g)**	372
Peso Suelo seco (g)	77	**Peso Suelo seco (g)**	81	**Peso Suelo seco (g)**	80	**Peso Suelo seco (g)**	84
Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)	18.18%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	17.28%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	17.50%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	17.86%
Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)	17.36%	**Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)**	17.36%	**Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)**	17.36%	**Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)**	17.36%
Error absoluto (E.A.) (%)	0.82%	**Error absoluto (E.A.) (%)**	0.08%	**Error absoluto (E.A.) (%)**	0.14%	**Error absoluto (E.A.) (%)**	0.50%
Error Máximo permisible (E.P.) (%)	2.00%	**Error Máximo permisible (E.P.) (%)**	2.00%	**Error Máximo permisible (E.P.) (%)**	2.00%	**Error Máximo permisible (E.P.) (%)**	2.00%
|(E.A.)|<=(E.P.)	**SI CUMPLE**	**|(E.A.)|<=(E.P.)**	**SI CUMPLE**	**|(E.A.)|<=(E.P.)**	**SI CUMPLE**	**|(E.A.)|<=(E.P.)**	**SI CUMPLE**

Calculo de peso específico seco:

N° de Capa de llenado de arcilla	3	**N° de Capa de llenado de arcilla**	7	**N° de Capa de llenado de arcilla**	11	**N° de Capa de llenado de arcilla**	15
Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)	18.18%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	17.28%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	17.50%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	17.86%
Masa seca extraída (g)	77.00	**Masa seca extraída (g)**	81.00	**Masa seca extraída (g)**	80.00	**Masa seca extraída (g)**	84.00
Diametro de cilindro metálico (cm)	5.50	**Diametro de cilindro metálico (cm)**	5.50	**Diametro de cilindro metálico (cm)**	5.50	**Diametro de cilindro metálico (cm)**	5.50
Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)	3.90	**Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)**	4.00	**Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)**	4.00	**Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)**	4.10
Volumen (cm3)	92.66	**Volumen (cm3)**	95.03	**Volumen (cm3)**	95.03	**Volumen (cm3)**	97.41
Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)	0.8310	**Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)**	0.8523	**Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)**	0.8418	**Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)**	0.8623
Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)	0.8400	**Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)**	0.8400	**Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)**	0.8400	**Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)**	0.8400
Error absoluto	0.0090	**Error absoluto**	0.0123	**Error absoluto**	0.0018	**Error absoluto**	0.0223
Error relativo (E.R.) (%)	1.07%	**Error relativo (E.R.) (%)**	1.47%	**Error relativo (E.R.) (%)**	0.22%	**Error relativo (E.R.) (%)**	2.66%
(E.R.)<=3%	**SI CUMPLE**	**(E.R.)<=3%**	**SI CUMPLE**	**(E.R.)<=3%**	**SI CUMPLE**	**(E.R.)<=3%**	**SI CUMPLE**

	FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL						
	FICHAS DE CONTROL DE ENSAYOS DE TESIS						
	Pruebas de calidad de colocación de suelo Cohesivo						
Tesis	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"						
Tesistas	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA						
Suelo	COHESIVO	**Fecha**	23/10/2025	**Tipo de muro**	TIPO IV (MURO CON PUNTERA Y TALÓN)	**Ensayo Nro.**	1

Calculo de contenido de humedad con microondas:

N° de Capa de llenado de arcilla	3	**N° de Capa de llenado de arcilla**	7	**N° de Capa de llenado de arcilla**	11	**N° de Capa de llenado de arcilla**	14
Peso recipiente (g)	288	**Peso recipiente (g)**	288	**Peso recipiente (g)**	288	**Peso recipiente (g)**	288
Peso Suelo húmedo (g)	93	**Peso Suelo húmedo (g)**	94	**Peso Suelo húmedo (g)**	97	**Peso Suelo húmedo (g)**	88
Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)	381	**Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)**	382	**Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)**	385	**Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)**	376
Ciclos de calentamiento en horno:		Ciclos de calentamiento en horno:		Ciclos de calentamiento en horno:		Ciclos de calentamiento en horno:	

Colocacion a horno	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**	**Colocacion a horno**	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**	**Colocacion a horno**	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**	**Colocacion a horno**	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**
1	381	377	**1**	382	377	**1**	385	381	**1**	376	373
2	377	376	**2**	377	375	**2**	381	377	**2**	373	369
3	376	374	**3**	375	374	**3**	377	374	**3**	369	366
4	374	371	**4**	374	371	**4**	374	372	**4**	366	364
5	371	369	**5**	371	370	**5**	372	371	**5**	364	363
6	369	368	**6**	370	369	**6**	371	370	**6**	363	363
7	368	368	**7**	369	368	**7**	370	370	**7**	363	363
8	-	-	**8**	368	368	**8**	-	-	**8**	-	-
9	-	-	**9**	368	368	**9**	-	-	**9**	-	-
10	-	-	**10**	-	-	**10**	-	-	**10**	-	-

Peso plato + Suelo seco (g)	368	**Peso plato + Suelo seco (g)**	368	**Peso plato + Suelo seco (g)**	370	**Peso plato + Suelo seco (g)**	363
Peso Suelo seco (g)	80	**Peso Suelo seco (g)**	80	**Peso Suelo seco (g)**	82	**Peso Suelo seco (g)**	75
Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)	16.25%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	17.50%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	18.29%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	17.33%
Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)	17.36%	**Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)**	17.36%	**Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)**	17.36%	**Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)**	17.36%
Error absoluto (E.A.) (%)	1.11%	**Error absoluto (E.A.) (%)**	0.14%	**Error absoluto (E.A.) (%)**	0.93%	**Error absoluto (E.A.) (%)**	0.03%
Error Máximo permisible (E.P.) (%)	2.00%	**Error Máximo permisible (E.P.) (%)**	2.00%	**Error Máximo permisible (E.P.) (%)**	2.00%	**Error Máximo permisible (E.P.) (%)**	2.00%
|(E.A.)|<=(E.P.)	**SI CUMPLE**	**|(E.A.)|<=(E.P.)**	**SI CUMPLE**	**|(E.A.)|<=(E.P.)**	**SI CUMPLE**	**|(E.A.)|<=(E.P.)**	**SI CUMPLE**

Calculo de peso específico seco:

N° de Capa de llenado de arcilla	3	**N° de Capa de llenado de arcilla**	7	**N° de Capa de llenado de arcilla**	11	**N° de Capa de llenado de arcilla**	14
Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)	16.25%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	17.50%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	18.29%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	17.33%
Masa seca extraída (g)	80.00	**Masa seca extraída (g)**	80.00	**Masa seca extraída (g)**	82.00	**Masa seca extraída (g)**	75.00
Diametro de cilindro metálico (cm)	5.50	**Diametro de cilindro metálico (cm)**	5.50	**Diametro de cilindro metálico (cm)**	5.50	**Diametro de cilindro metálico (cm)**	5.50
Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)	4.00	**Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)**	4.00	**Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)**	4.10	**Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)**	3.80
Volumen (cm3)	95.03	**Volumen (cm3)**	95.03	**Volumen (cm3)**	97.41	**Volumen (cm3)**	90.28
Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)	0.8418	**Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)**	0.8418	**Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)**	0.8418	**Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)**	0.8307
Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)	0.8400	**Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)**	0.8400	**Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)**	0.8400	**Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)**	0.8400
Error absoluto	0.0018	**Error absoluto**	0.0018	**Error absoluto**	0.0018	**Error absoluto**	0.0093
Error relativo (E.R.) (%)	0.22%	**Error relativo (E.R.) (%)**	0.22%	**Error relativo (E.R.) (%)**	0.22%	**Error relativo (E.R.) (%)**	1.10%
(E.R.)<=3%	**SI CUMPLE**	**(E.R.)<=3%**	**SI CUMPLE**	**(E.R.)<=3%**	**SI CUMPLE**	**(E.R.)<=3%**	**SI CUMPLE**

	FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL						
	FICHAS DE CONTROL DE ENSAYOS DE TESIS						
	Pruebas de calidad de colocación de suelo Cohesivo						
Tesis	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"						
Tesistas	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA						
Suelo	COHESIVO	**Fecha**	23/10/2025	**Tipo de muro**	TIPO IV (MURO CON PUNTERA Y TALÓN)	**Ensayo Nro.**	2

Calculo de contenido de humedad con microondas:

N° de Capa de llenado de arcilla	3	**N° de Capa de llenado de arcilla**	7	**N° de Capa de llenado de arcilla**	11	**N° de Capa de llenado de arcilla**	14
Peso recipiente (g)	288	**Peso recipiente (g)**	288	**Peso recipiente (g)**	288	**Peso recipiente (g)**	288
Peso Suelo húmedo (g)	87	**Peso Suelo húmedo (g)**	89	**Peso Suelo húmedo (g)**	93	**Peso Suelo húmedo (g)**	99
Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)	375	**Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)**	377	**Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)**	381	**Peso plato + Peso Suelo Húmedo (g)**	389
Ciclos de calentamiento en horno:		Ciclos de calentamiento en horno:		Ciclos de calentamiento en horno:		Ciclos de calentamiento en horno:	

Colocacion a horno	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**	**Colocacion a horno**	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**	**Colocacion a horno**	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**	**Colocacion a horno**	**Peso Inicial (g)**	**Peso Final (g)**
1	375	370	**1**	377	371	**1**	381	376	**1**	389	384
2	370	367	**2**	371	367	**2**	376	371	**2**	384	381
3	367	365	**3**	367	364	**3**	371	368	**3**	381	380
4	365	364	**4**	364	364	**4**	368	368	**4**	380	377
5	364	363	**5**	-	-	**5**	-	-	**5**	377	375
6	363	362	**6**	-	-	**6**	-	-	**6**	375	373
7	362	362	**7**	-	-	**7**	-	-	**7**	373	372
8	-	-	**8**	-	-	**8**	-	-	**8**	372	372
9	-	-	**9**	-	-	**9**	-	-	**9**	-	-
10	-	-	**10**	-	-	**10**	-	-	**10**	-	-

Peso plato + Suelo seco (g)	362	**Peso plato + Suelo seco (g)**	364	**Peso plato + Suelo seco (g)**	368	**Peso plato + Suelo seco (g)**	372
Peso Suelo seco (g)	74	**Peso Suelo seco (g)**	76	**Peso Suelo seco (g)**	80	**Peso Suelo seco (g)**	84
Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)	17.57%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	17.11%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	16.25%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	17.86%
Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)	17.36%	**Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)**	17.36%	**Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)**	17.36%	**Contenido de Humedad Objetivo (w%) (%)**	17.36%
Error absoluto (E.A.) (%)	0.21%	**Error absoluto (E.A.) (%)**	0.25%	**Error absoluto (E.A.) (%)**	1.11%	**Error absoluto (E.A.) (%)**	0.50%
Error Máximo permisible (E.P.) (%)	2.00%	**Error Máximo permisible (E.P.) (%)**	2.00%	**Error Máximo permisible (E.P.) (%)**	2.00%	**Error Máximo permisible (E.P.) (%)**	2.00%
|(E.A.)|<=(E.P.)	**SI CUMPLE**	**|(E.A.)|<=(E.P.)**	**SI CUMPLE**	**|(E.A.)|<=(E.P.)**	**SI CUMPLE**	**|(E.A.)|<=(E.P.)**	**SI CUMPLE**

Calculo de peso específico seco:

N° de Capa de llenado de arcilla	3	**N° de Capa de llenado de arcilla**	7	**N° de Capa de llenado de arcilla**	11	**N° de Capa de llenado de arcilla**	14
Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)	17.57%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	17.11%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	16.25%	**Contenido de Humedad Obtenido (w%) (%)**	17.86%
Masa seca extraída (g)	74.00	**Masa seca extraída (g)**	76.00	**Masa seca extraída (g)**	80.00	**Masa seca extraída (g)**	84.00
Diametro de cilindro metálico (cm)	5.50	**Diametro de cilindro metálico (cm)**	5.50	**Diametro de cilindro metálico (cm)**	5.50	**Diametro de cilindro metálico (cm)**	5.50
Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)	3.80	**Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)**	3.80	**Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)**	4.00	**Altura alcanzada de cilindro metálico (cm)**	4.10
Volumen (cm3)	90.28	**Volumen (cm3)**	90.28	**Volumen (cm3)**	95.03	**Volumen (cm3)**	97.41
Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)	0.8197	**Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)**	0.8418	**Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)**	0.8418	**Densidad Seca alcanzanda (γd) (gr/cm³)**	0.8623
Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)	0.8400	**Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)**	0.8400	**Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)**	0.8400	**Densidad Seca objetivo (γd) (gr/cm³)**	0.8400
Error absoluto	0.0203	**Error absoluto**	0.0018	**Error absoluto**	0.0018	**Error absoluto**	0.0223
Error relativo (E.R.) (%)	2.42%	**Error relativo (E.R.) (%)**	0.22%	**Error relativo (E.R.) (%)**	0.22%	**Error relativo (E.R.) (%)**	2.66%
(E.R.)<=3%	**SI CUMPLE**	**(E.R.)<=3%**	**SI CUMPLE**	**(E.R.)<=3%**	**SI CUMPLE**	**(E.R.)<=3%**	**SI CUMPLE**

Anexo D.4. Colocación de Arena por Pluviación

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

FICHAS DE CONTROL DE ENSAYOS DE TESIS

Colocación de Suelo Cohesivo por Apisonado Húmedo

Tesis	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"						
Tesistas	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA						
Tipo de suelo	COHESIVO	**Fecha de ensayo**	18/10/2025	**Tipo de muro**	MURO TIPO I (MURO SIN PUNTERA NI TALÓN)	**Ensayo Nro.**	1

Capa	Ancho de capa (cm³)	Largo de capa (cm³)	Espesor objetivo de capa (cm)	Volumen de capa (cm³)	Densidad Objetivo (g/cm³)	Masa a colocar (g)	Altuura inicial (cm)	Altura final alcanzada (cm)	Espesor alcanzado de capa (cm)	Observaciones
1	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	0.00	4.00	4.00	
2	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	4.00	8.00	4.00	
3	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	8.00	12.00	4.00	
4	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	12.00	16.00	4.00	
5	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	16.00	20.00	4.00	
6	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	20.00	24.00	4.00	
7	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	24.00	28.00	4.00	
8	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	28.00	32.00	4.00	
9	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	32.00	36.00	4.00	
10	40.00	25.50	4.00	4080.00	1.50	6120.00	36.00	40.00	4.00	Comienza llenado de trasdós de muro
11	40.00	27.50	4.00	4400.00	1.50	6600.00	40.00	44.00	4.00	
12	40.00	29.00	4.00	4640.00	1.50	6960.00	44.00	48.00	4.00	
13	40.00	29.80	4.00	4768.00	1.50	7152.00	48.00	52.00	4.00	
14	40.00	31.50	4.00	5040.00	1.50	7560.00	52.00	56.00	4.00	

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

FICHAS DE CONTROL DE ENSAYOS DE TESIS

Colocación de Suelo Cohesivo por Apisonado Húmedo

Tesis	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"						
Tesistas	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA						
Tipo de suelo	COHESIVO	**Fecha de ensayo**	18/10/2025	**Tipo de muro**	MURO TIPO I (MURO SIN PUNTERA NI TALÓN)	**Ensayo Nro.**	2

Capa	Ancho de capa (cm³)	Largo de capa (cm³)	Espesor objetivo de capa (cm)	Volumen de capa (cm³)	Densidad Objetivo (g/cm³)	Masa a colocar (g)	Altuura inicial (cm)	Altura final alcanzada (cm)	Espesor alcanzado de capa (cm)	Observaciones
1	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	0.00	4.00	4.00	
2	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	4.00	8.00	4.00	
3	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	8.00	12.00	4.00	
4	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	12.00	16.00	4.00	
5	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	16.00	20.00	4.00	
6	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	20.00	24.00	4.00	
7	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	24.00	28.00	4.00	
8	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	28.00	32.00	4.00	
9	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	32.00	36.00	4.00	
10	40.00	27.00	4.00	4320.00	1.50	6480.00	36.00	40.00	4.00	Comienza llenado de trasdós de muro
11	40.00	28.50	4.00	4560.00	1.50	6840.00	40.00	44.00	4.00	
12	40.00	29.50	4.00	4720.00	1.50	7080.00	44.00	48.00	4.00	
13	40.00	30.50	4.00	4880.00	1.50	7320.00	48.00	52.00	4.00	
14	40.00	32.00	4.00	5120.00	1.50	7680.00	52.00	56.00	4.00	

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

FICHAS DE CONTROL DE ENSAYOS DE TESIS

Colocación de Suelo Cohesivo por Apisonado Húmedo

Tesis	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"						
Tesistas	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA						
Tipo de suelo	COHESIVO	**Fecha de ensayo**	16/10/2025	**Tipo de muro**	MURO TIPO II (MURO CON PUNTERA)	**Ensayo Nro.**	1

Capa	Ancho de capa (cm³)	Largo de capa (cm³)	Espesor objetivo de capa (cm)	Volumen de capa (cm³)	Densidad Objetivo (g/cm³)	Masa a colocar (g)	Altuura inicial (cm)	Altura final alcanzada (cm)	Espesor alcanzado de capa (cm)	Observaciones
1	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	0.00	4.00	4.00	
2	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	4.00	8.00	4.00	
3	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	8.00	12.00	4.00	
4	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	12.00	16.00	4.00	
5	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	16.00	20.00	4.00	
6	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	20.00	24.00	4.00	
7	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	24.00	28.00	4.00	
8	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	28.00	32.00	4.00	
9	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	32.00	36.00	4.00	
10	40.00	26.00	4.00	4160.00	1.50	6240.00	36.00	40.00	4.00	Comienza llenado de trasdós de muro
11	40.00	28.00	4.00	4480.00	1.50	6720.00	40.00	44.00	4.00	
12	40.00	29.00	4.00	4640.00	1.50	6960.00	44.00	48.00	4.00	
13	40.00	29.50	4.00	4720.00	1.50	7080.00	48.00	52.00	4.00	
14	40.00	31.00	4.00	4960.00	1.50	7440.00	52.00	56.00	4.00	

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

FICHAS DE CONTROL DE ENSAYOS DE TESIS

Colocación de Suelo Cohesivo por Apisonado Húmedo

Tesis	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"						
Tesistas	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA						
Tipo de suelo	COHESIVO	**Fecha de ensayo**	16/10/2025	**Tipo de muro**	MURO TIPO II (MURO CON PUNTERA)	**Ensayo Nro.**	2

Capa	Ancho de capa (cm³)	Largo de capa (cm³)	Espesor objetivo de capa (cm)	Volumen de capa (cm³)	Densidad Objetivo (g/cm³)	Masa a colocar (g)	Altuura inicial (cm)	Altura final alcanzada (cm)	Espesor alcanzado de capa (cm)	Observaciones
1	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	0.00	4.00	4.00	
2	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	4.00	8.00	4.00	
3	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	8.00	12.00	4.00	
4	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	12.00	16.00	4.00	
5	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	16.00	20.00	4.00	
6	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	20.00	24.00	4.00	
7	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	24.00	28.00	4.00	
8	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	28.00	32.00	4.00	
9	40.00	60.00	3.00	7200.00	1.50	10800.00	32.00	35.00	3.00	
10	40.00	25.50	4.00	4080.00	1.50	6120.00	35.00	39.00	4.00	Comienza llenado de trasdós de muro
11	40.00	27.50	4.00	4400.00	1.50	6600.00	39.00	43.00	4.00	
12	40.00	28.50	4.00	4560.00	1.50	6840.00	43.00	47.00	4.00	
13	40.00	29.00	4.00	4640.00	1.50	6960.00	47.00	51.00	4.00	
14	40.00	30.50	4.00	4880.00	1.50	7320.00	51.00	56.00	5.00	

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

FICHAS DE CONTROL DE ENSAYOS DE TESIS

Colocación de Suelo Cohesivo por Apisonado Húmedo

Tesis	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"						
Tesistas	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA						
Tipo de suelo	COHESIVO	**Fecha de ensayo**	17/10/2025	**Tipo de muro**	MURO TIPO III (MURO CON TALÓN)	**Ensayo Nro.**	1

Capa	Ancho de capa (cm³)	Largo de capa (cm³)	Espesor objetivo de capa (cm)	Volumen de capa (cm³)	Densidad Objetivo (g/cm³)	Masa a colocar (g)	Altuura inicial (cm)	Altura final alcanzada (cm)	Espesor alcanzado de capa (cm)	Observaciones
1	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	0.00	4.00	4.00	
2	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	4.00	8.00	4.00	
3	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	8.00	12.00	4.00	
4	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	12.00	16.00	4.00	
5	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	16.00	20.00	4.00	
6	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	20.00	24.00	4.00	
7	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	24.00	28.00	4.00	
8	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	28.00	32.00	4.00	
9	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	32.00	36.00	4.00	
10	40.00	22.00	4.00	3520.00	1.50	5280.00	36.00	40.00	4.00	Comienza llenado de trasdós de muro
11	40.00	28.00	4.00	4480.00	1.50	6720.00	40.00	44.00	4.00	
12	40.00	29.00	4.00	4640.00	1.50	6960.00	44.00	48.00	4.00	
13	40.00	30.00	4.00	4800.00	1.50	7200.00	48.00	52.00	4.00	
14	40.00	31.50	4.00	5040.00	1.50	7560.00	52.00	56.00	4.00	

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

FICHAS DE CONTROL DE ENSAYOS DE TESIS

Colocación de Suelo Cohesivo por Apisonado Húmedo

Tesis	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"						
Tesistas	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA						
Tipo de suelo	COHESIVO	**Fecha de ensayo**	17/10/2025	**Tipo de muro**	MURO TIPO III (MURO CON TALÓN)	**Ensayo Nro.**	2

Capa	Ancho de capa (cm³)	Largo de capa (cm³)	Espesor objetivo de capa (cm)	Volumen de capa (cm³)	Densidad Objetivo (g/cm³)	Masa a colocar (g)	Altuura inicial (cm)	Altura final alcanzada (cm)	Espesor alcanzado de capa (cm)	Observaciones
1	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	0.00	4.00	4.00	
2	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	4.00	8.00	4.00	
3	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	8.00	12.00	4.00	
4	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	12.00	16.00	4.00	
5	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	16.00	20.00	4.00	
6	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	20.00	24.00	4.00	
7	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	24.00	28.00	4.00	
8	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	28.00	32.00	4.00	
9	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	32.00	36.00	4.00	
10	40.00	21.50	4.00	3440.00	1.50	5160.00	36.00	40.00	4.00	Comienza llenado de trasdós de muro
11	40.00	27.50	4.00	4400.00	1.50	6600.00	40.00	44.00	4.00	
12	40.00	28.50	4.00	4560.00	1.50	6840.00	44.00	48.00	4.00	
13	40.00	29.50	4.00	4720.00	1.50	7080.00	48.00	52.00	4.00	
14	40.00	31.00	4.00	4960.00	1.50	7440.00	52.00	56.00	4.00	

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

FICHAS DE CONTROL DE ENSAYOS DE TESIS

Colocación de Suelo Cohesivo por Apisonado Húmedo

Tesis	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"						
Tesistas	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA						
Tipo de suelo	COHESIVO	**Fecha de ensayo**	13/10/2025	**Tipo de muro**	MURO TIPO IV (MURO CON PUNTERA Y TALÓN)	**Ensayo Nro.**	1

Capa	Ancho de capa (cm³)	Largo de capa (cm³)	Espesor objetivo de capa (cm)	Volumen de capa (cm³)	Densidad Objetivo (g/cm³)	Masa a colocar (g)	Altuura inicial (cm)	Altura final alcanzada (cm)	Espesor alcanzado de capa (cm)	Observaciones
1	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	0.00	4.00	4.00	
2	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	4.00	8.00	4.00	
3	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	8.00	12.00	4.00	
4	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	12.00	16.00	4.00	
5	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	16.00	20.00	4.00	
6	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	20.00	24.00	4.00	
7	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	24.00	28.00	4.00	
8	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	28.00	32.00	4.00	
9	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	32.00	36.00	4.00	
10	40.00	23.00	4.00	3680.00	1.50	5520.00	36.00	40.00	4.00	Comienza llenado de trasdós de muro
11	40.00	25.50	4.00	4080.00	1.50	6120.00	40.00	44.00	4.00	
12	40.00	26.50	4.00	4240.00	1.50	6360.00	44.00	48.00	4.00	
13	40.00	28.00	4.00	4480.00	1.50	6720.00	48.00	52.00	4.00	
14	40.00	29.00	4.00	4640.00	1.50	6960.00	52.00	56.00	4.00	

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

FICHAS DE CONTROL DE ENSAYOS DE TESIS

Colocación de Suelo Cohesivo por Apisonado Húmedo

Tesis	"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"						
Tesistas	JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA						
Tipo de suelo	COHESIVO	**Fecha de ensayo**	13/10/2025	**Tipo de muro**	MURO TIPO IV (MURO CON PUNTERA Y TALÓN)	**Ensayo Nro.**	2

Capa	Ancho de capa (cm³)	Largo de capa (cm³)	Espesor objetivo de capa (cm)	Volumen de capa (cm³)	Densidad Objetivo (g/cm³)	Masa a colocar (g)	Altuura inicial (cm)	Altura final alcanzada (cm)	Espesor alcanzado de capa (cm)	Observaciones
1	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	0.00	4.00	4.00	
2	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	4.00	8.00	4.00	
3	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	8.00	12.00	4.00	
4	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	12.00	16.00	4.00	
5	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	16.00	20.00	4.00	
6	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	20.00	24.00	4.00	
7	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	24.00	28.00	4.00	
8	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	28.00	32.00	4.00	
9	40.00	60.00	4.00	9600.00	1.50	14400.00	32.00	36.00	4.00	
10	40.00	24.00	4.00	3840.00	1.50	5760.00	36.00	40.00	4.00	Comienza llenado de trasdós de muro
11	40.00	26.50	4.00	4240.00	1.50	6360.00	40.00	44.00	4.00	
12	40.00	27.50	4.00	4400.00	1.50	6600.00	44.00	48.00	4.00	
13	40.00	29.00	4.00	4640.00	1.50	6960.00	48.00	52.00	4.00	
14	40.00	30.00	4.00	4800.00	1.50	7200.00	52.00	56.00	4.00	

Anexo E: Datos Cálculo de Ruido de Sensores

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
TESIS: "INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"
TIPO DE SUELO: GRANULAR MURO TIPO IV: CONFIGURACION CON PUNTERA Y TALON N° DE CORRIDA: PRIMERA

Tiempo (s) (A)	ΔS1 (medido) (mm) (B)	ΔS2 (medido) (mm) (C)	ΔS3 (medido) (mm) (D)	Δθ (rad) (E)	Regresión Lineal de ΔS1 (mm) (F)		Regresión Lineal de ΔS2 (mm) (G)		Regresión Lineal de ΔS3 (mm) (H)		Regresión Lineal de Δθ (mm) (I)		(B)-(F)	(C)-(G)	(D)-(H)	(E)-(I)
					Pendiente	0.030	Pendiente	-0.005	Pendiente	0.0006	Pendiente	-1E-04				
					Intersección eje "y"	-0.511	Intersección eje "y"	0.078	Intersección eje "y"	-0.011	Intersección eje "y"	0.0016				
0.000	-0.684	0.082	0.204	0.013	-0.511		0.078		-0.011		0.002		-0.173	0.004	0.215	0.011
1.000	0.316	-0.918	-0.796	0.009	-0.480		0.073		-0.010		0.002		0.797	-0.991	-0.786	0.008
2.000	-0.684	1.082	1.204	0.002	-0.450		0.068		-0.009		0.001		-0.234	1.013	1.213	0.001
1.000	-0.684	0.082	0.204	-0.001	-0.480		0.073		-0.010		0.002		-0.203	0.009	0.214	-0.002
2.000	-0.684	-0.918	-0.796	-0.004	-0.450		0.068		-0.009		0.001		-0.234	-0.987	-0.787	-0.005
3.000	-0.684	0.082	0.204	0.000	-0.420		0.064		-0.009		0.001		-0.264	0.018	0.213	-0.001
2.000	-0.684	1.082	-1.796	-0.002	-0.450		0.068		-0.009		0.001		-0.234	1.013	-1.787	-0.004
3.000	-0.684	0.082	0.204	-0.003	-0.420		0.064		-0.009		0.001		-0.264	0.018	0.213	-0.004
4.000	0.316	-0.918	0.204	-0.004	-0.389		0.059		-0.008		0.001		0.706	-0.978	0.212	-0.005
3.000	-0.684	-0.918	-0.796	-0.005	-0.420		0.064		-0.009		0.001		-0.264	-0.982	-0.787	-0.006
4.000	-0.684	1.082	1.204	-0.002	-0.389		0.059		-0.008		0.001		-0.294	1.022	1.212	-0.003
5.000	-0.684	-0.918	1.204	-0.001	-0.359		0.055		-0.007		0.001		-0.325	-0.973	1.212	-0.002
4.000	-0.684	-0.918	-0.796	0.001	-0.389		0.059		-0.008		0.001		-0.294	-0.978	-0.788	-0.001
5.000	-1.684	1.082	0.204	-0.003	-0.359		0.055		-0.007		0.001		-1.325	1.027	0.212	-0.004
6.000	-0.684	0.082	-1.796	0.003	-0.329		0.050		-0.007		0.001		-0.355	0.032	-1.789	0.002
5.000	-0.684	-1.918	-0.796	0.003	-0.359		0.055		-0.007		0.001		-0.325	-1.973	-0.788	0.001
6.000	-0.684	0.082	0.204	0.000	-0.329		0.050		-0.007		0.001		-0.355	0.032	0.211	-0.001
7.000	-0.684	-0.918	2.204	0.004	-0.298		0.045		-0.006		0.001		-0.385	-0.964	2.210	0.003
6.000	-0.684	1.082	0.204	0.006	-0.329		0.050		-0.007		0.001		-0.355	1.032	0.211	0.005
7.000	-1.684	0.082	0.204	0.004	-0.298		0.045		-0.006		0.001		-1.385	0.036	0.210	0.003
8.000	-0.684	-0.918	1.204	0.003	-0.268		0.041		-0.006		0.001		-0.416	-0.959	1.210	0.002
7.000	0.316	0.082	0.204	0.003	-0.298		0.045		-0.006		0.001		0.615	0.036	0.210	0.003
8.000	-0.684	0.082	0.204	0.000	-0.268		0.041		-0.006		0.001		-0.416	0.041	0.210	-0.001
9.000	0.316	0.082	0.204	0.003	-0.238		0.036		-0.005		0.001		0.554	0.046	0.209	0.003
8.000	0.316	1.082	0.204	0.001	-0.268		0.041		-0.006		0.001		0.584	1.041	0.210	0.000
9.000	1.316	2.082	-0.796	0.004	-0.238		0.036		-0.005		0.001		1.554	2.046	-0.791	0.003

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
TESIS: "INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"
TIPO DE SUELO: GRANULAR MURO TIPO IV: CONFIGURACION CON PUNTERA Y TALON N° DE CORRIDA: PRIMERA

Tiempo (s) (A)	ΔS1 (medido) (mm) (B)	ΔS2 (medido) (mm) (C)	ΔS3 (medido) (mm) (D)	Δθ (rad) (E)	Regresión Lineal de ΔS1 (mm) (F)		Regresión Lineal de ΔS2 (mm) (G)		Regresión Lineal de ΔS3 (mm) (H)		Regresión Lineal de Δθ (mm) (I)		(B)-(F)	(C)-(G)	(D)-(H)	(E)-(I)
					Pendiente	0.030	Pendiente	-0.005	Pendiente	0.0006	Pendiente	-1E-04				
					Intersección eje "y"	-0.511	Intersección eje "y"	0.078	Intersección eje "y"	-0.011	Intersección eje "y"	0.0016				
30.000	1.316	-1.918	0.204	0.006	0.400		-0.061		0.008		-0.001		0.916	-1.858	0.196	0.008
29.000	1.316	-1.918	1.204	-0.002	0.370		-0.056		0.008		-0.001		0.947	-1.862	1.196	-0.001
30.000	0.316	-0.918	-1.796	-0.008	0.400		-0.061		0.008		-0.001		-0.084	-0.858	-1.804	-0.007
31.000	-0.684	0.082	0.204	-0.003	0.430		-0.065		0.009		-0.001		-1.114	0.147	0.195	-0.001
30.000	0.316	0.082	0.204	-0.004	0.400		-0.061		0.008		-0.001		-0.084	0.142	0.196	-0.002
31.000	0.316	3.082	0.204	-0.003	0.430		-0.065		0.009		-0.001		-0.114	3.147	0.195	-0.002
32.000	-0.684	1.082	1.204	-0.001	0.461		-0.070		0.010		-0.001		-1.144	1.152	1.194	0.001
31.000	-0.684	-0.918	2.204	0.001	0.430		-0.065		0.009		-0.001		-1.114	-0.853	2.195	0.003
32.000	0.316	-2.918	0.204	0.000	0.461		-0.070		0.010		-0.001		-0.144	-2.848	0.194	0.002
33.000	-0.684	1.082	0.204	-0.008	0.491		-0.075		0.010		-0.002		-1.175	1.156	0.194	-0.006
32.000	-0.684	0.082	0.204	-0.002	0.461		-0.070		0.010		-0.001		-1.144	0.152	0.194	0.000
33.000	0.316	1.082	0.204	-0.001	0.491		-0.075		0.010		-0.002		-0.175	1.156	0.194	0.001
											Desviación Estándar (σ_{est})		0.667	1.001	0.963	0.004

Nota. Por motivos de extensión, para el análisis de ruido de sensores correspondiente al primer ensayo se incluye únicamente la primera página y la página final del cálculo. Los cuadros y gráficos del análisis completo podrán ser proporcionados previa solicitud a los tesistas.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
TESIS: "INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"
TIPO DE SUELO: COHESIVO MURO TIPO IV: CONFIGURACION CON PUNTERA Y TALON N° DE CORRIDA: SEGUNDA

Tiempo (s) (A)	ΔS1 (medido) (mm) (B)	ΔS2 (medido) (mm) (C)	ΔS3 (medido) (mm) (D)	Δθ (rad) (E)	Regresión Lineal de ΔS1 (mm) (F)		Regresión Lineal de ΔS2 (mm) (G)		Regresión Lineal de ΔS3 (mm) (H)		Regresión Lineal de Δθ (mm) (I)		(B)-(F)	(C)-(G)	(D)-(H)	(E)-(I)
					Pendiente	-0.004	Pendiente	0.001	Pendiente	0.0003	Pendiente	1.6E-06				
					Intersección eje "y"	0.540	Intersección eje "y"	-0.080	Intersección eje "y"	-0.040	Intersección eje "y"	-0.0002				
0.00	0.094	-0.898	1.965	0.011	0.540		-0.080		-0.040		0.000		-0.446	-0.817	2.004	0.011
1.00	0.094	-0.898	0.965	0.006	0.536		-0.080		-0.039		0.000		-0.441	-0.818	1.004	0.006
2.00	0.094	0.102	1.965	0.006	0.532		-0.079		-0.039		0.000		-0.437	0.181	2.004	0.006
3.00	0.094	0.102	0.965	0.001	0.527		-0.078		-0.039		0.000		-0.433	0.181	1.003	0.002
4.00	0.094	0.102	0.965	-0.002	0.523		-0.078		-0.039		0.000		-0.428	0.180	1.003	-0.002
5.00	-0.906	0.102	0.965	-0.001	0.519		-0.077		-0.038		0.000		-1.424	0.180	1.003	-0.001
6.00	0.094	0.102	1.965	-0.003	0.514		-0.077		-0.038		0.000		-0.420	0.179	2.002	-0.003
7.00	0.094	0.102	0.965	0.000	0.510		-0.076		-0.038		0.000		-0.416	0.178	1.002	0.000
8.00	0.094	0.102	0.965	0.002	0.506		-0.075		-0.037		0.000		-0.411	0.178	1.002	0.002
9.00	-0.906	-0.898	-2.035	-0.001	0.502		-0.075		-0.037		0.000		-1.407	-0.823	-1.998	-0.001
10.00	-0.906	0.102	1.965	-0.003	0.497		-0.074		-0.037		0.000		-1.403	0.176	2.001	-0.003
11.00	0.094	1.102	0.965	-0.003	0.493		-0.073		-0.036		0.000		-0.399	1.176	1.001	-0.003
12.00	-0.906	-0.898	0.965	-0.002	0.489		-0.073		-0.036		0.000		-1.394	-0.825	1.001	-0.002
13.00	0.094	-0.898	-1.035	-0.004	0.485		-0.072		-0.036		0.000		-0.390	-0.826	-1.000	-0.004
14.00	0.094	0.102	-1.035	-0.001	0.480		-0.071		-0.035		0.000		-0.386	0.174	-1.000	-0.001
15.00	1.094	1.102	0.965	0.004	0.476		-0.071		-0.035		0.000		0.618	1.173	1.000	0.004
16.00	0.094	1.102	1.965	0.002	0.472		-0.070		-0.035		0.000		-0.377	1.173	1.999	0.002
17.00	1.094	-0.898	-0.035	0.001	0.467		-0.070		-0.034		0.000		0.627	-0.828	-0.001	0.002
18.00	1.094	-0.898	-0.035	0.002	0.463		-0.069		-0.034		0.000		0.631	-0.829	-0.001	0.002
19.00	0.094	0.102	0.965	-0.001	0.459		-0.068		-0.034		0.000		-0.364	0.171	0.998	-0.001
20.00	0.094	1.102	-0.035	-0.007	0.455		-0.068		-0.033		0.000		-0.360	1.170	-0.002	-0.007
21.00	-0.906	0.102	-1.035	-0.006	0.450		-0.067		-0.033		0.000		-1.356	0.169	-1.002	-0.006
22.00	1.094	0.102	-0.035	-0.009	0.446		-0.066		-0.033		0.000		0.648	0.169	-0.003	-0.009
23.00	0.094	0.102	-0.035	-0.004	0.442		-0.066		-0.033		0.000		-0.347	0.168	-0.003	-0.004
24.00	0.094	1.102	-0.035	0.002	0.438		-0.065		-0.032		0.000		-0.343	1.167	-0.003	0.002
25.00	0.094	1.102	0.965	0.002	0.433		-0.064		-0.032		0.000		-0.339	1.167	0.996	0.002

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
TESIS: "INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"
TIPO DE SUELO: COHESIVO MURO TIPO IV: CONFIGURACION CON PUNTERA Y TALON N° DE CORRIDA: SEGUNDA

Tiempo (s) (A)	ΔS1 (medido) (mm) (B)	ΔS2 (medido) (mm) (C)	ΔS3 (medido) (mm) (D)	Δθ (rad) (E)	Regresión Lineal de ΔS1 (mm) (F)		Regresión Lineal de ΔS2 (mm) (G)		Regresión Lineal de ΔS3 (mm) (H)		Regresión Lineal de Δθ (mm) (I)		(B)-(F)	(C)-(G)	(D)-(H)	(E)-(I)
					Pendiente	-0.004	Pendiente	0.001	Pendiente	0.0003	Pendiente	1.6E-06				
					Intersección eje "y"	0.540	Intersección eje "y"	-0.080	Intersección eje "y"	-0.040	Intersección eje "y"	-0.0002				
236.00	-0.906	0.102	-0.035	-0.003	-0.467		0.070		0.034		0.000		-0.438	0.033	-0.070	-0.003
237.00	-0.906	0.102	0.965	0.001	-0.472		0.070		0.035		0.000		-0.434	0.032	0.930	0.001
238.00	-0.906	1.102	-0.035	-0.002	-0.476		0.071		0.035		0.000		-0.429	1.032	-0.071	-0.002
239.00	0.094	0.102	-0.035	-0.001	-0.480		0.071		0.035		0.000		0.575	0.031	-0.071	-0.001
240.00	0.094	1.102	-0.035	-0.002	-0.485		0.072		0.036		0.000		0.579	1.030	-0.071	-0.002
241.00	-0.906	1.102	0.965	0.003	-0.489		0.073		0.036		0.000		-0.417	1.030	0.929	0.002
242.00	0.094	-0.898	-0.035	0.003	-0.493		0.073		0.036		0.000		0.588	-0.971	-0.072	0.003
243.00	-0.906	-0.898	0.965	0.008	-0.497		0.074		0.037		0.000		-0.408	-0.972	0.928	0.008
244.00	-0.906	2.102	-0.035	0.004	-0.502		0.075		0.037		0.000		-0.404	2.028	-0.072	0.003
245.00	-1.906	0.102	1.965	0.004	-0.506		0.075		0.037		0.000		-1.400	0.027	1.927	0.004
246.00	0.094	1.102	1.965	-0.003	-0.510		0.076		0.038		0.000		0.605	1.026	1.927	-0.003
247.00	0.094	-0.898	-1.035	0.000	-0.514		0.077		0.038		0.000		0.609	-0.974	-1.073	-0.001
248.00	-0.906	-0.898	-0.035	0.004	-0.519		0.077		0.038		0.000		-0.387	-0.975	-0.074	0.004
249.00	0.094	2.102	0.965	0.005	-0.523		0.078		0.039		0.000		0.617	2.025	0.926	0.004
250.00	0.094	1.102	0.965	0.005	-0.527		0.078		0.039		0.000		0.622	1.024	0.926	0.005
251.00	0.094	0.102	-0.035	0.007	-0.532		0.079		0.039		0.000		0.626	0.023	-0.075	0.007
252.00	1.094	-0.898	-0.035	0.003	-0.536		0.080		0.039		0.000		1.630	-0.977	-0.075	0.003
253.00	0.094	-0.898	0.965	0.000	-0.540		0.080		0.040		0.000		0.635	-0.978	0.925	0.000
											Desviación Estándar (σ_{est})		0.599	0.836	1.038	0.004

Nota. Por motivos de extensión, para el análisis de ruido de sensores correspondiente al último ensayo se incluye únicamente la primera página y la página final del cálculo. Los cuadros y gráficos del análisis completo podrán ser proporcionados previa solicitud a los tesistas.

Anexo F: Datos de Sensores – Suelo Cohesivo

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
TESIS: "INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"
TIPO DE SUELO: COHESIVO MURO TIPO I: CONFIGURACION SIN PUNTERA NI TALON N° DE CORRIDA: PRIMERA

Tiempo total de ensayo (s)	S1(mm)	ΔS1 (medido) (mm)	S2(mm)	ΔS2 (medido) (mm)	S3(mm)	ΔS3 (medido) (mm)	k ((ΔS3-ΔS2)/(z_3-z_2))	u(o) (ΔS2-(z_2)(k))	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Roll (θ) (°)	Δθ (°)	Δθ (rad)	Tiempo de carga (s)	Peso total (P) (kgf)	q (kgf/m2)
0.000	100.000	-0.691	265.000	0.092	264.000	-0.819	-0.009	0.639	0.032	-0.663	-93.990	0.672	0.012	0.000	1.541	39.513
1.000	100.000	-0.691	265.000	0.092	265.000	0.181	0.001	0.039	0.098	0.166	-94.110	0.552	0.010	1.000	1.541	39.513
2.000	100.000	-0.691	265.000	0.092	264.000	-0.819	-0.009	0.639	0.032	-0.663	-94.230	0.432	0.008	2.000	1.541	39.513
3.000	100.000	-0.691	266.000	1.092	266.000	1.181	0.001	1.039	1.098	1.166	-94.490	0.172	0.003	3.000	1.541	39.513
4.000	100.000	-0.691	265.000	0.092	265.000	0.181	0.001	0.039	0.098	0.166	-94.400	0.262	0.005	4.000	1.541	39.513
5.000	100.000	-0.691	265.000	0.092	265.000	0.181	0.001	0.039	0.098	0.166	-94.530	0.132	0.002	5.000	1.541	39.513
6.000	101.000	0.309	266.000	1.092	265.000	0.181	-0.009	1.639	1.032	0.337	-94.720	-0.058	-0.001	6.000	1.541	39.513
7.000	101.000	0.309	265.000	0.092	264.000	-0.819	-0.009	0.639	0.032	-0.663	-94.850	-0.188	-0.003	7.000	1.541	39.513
8.000	101.000	0.309	265.000	0.092	264.000	-0.819	-0.009	0.639	0.032	-0.663	-94.960	-0.298	-0.005	8.000	1.541	39.513
9.000	101.000	0.309	264.000	-0.908	265.000	0.181	0.010	-1.561	-0.835	-0.006	-94.750	-0.088	-0.002	9.000	1.541	39.513
10.000	100.000	-0.691	264.000	-0.908	265.000	0.181	0.010	-1.561	-0.835	-0.006	-94.590	0.072	0.001	10.000	1.541	39.513
11.000	100.000	-0.691	265.000	0.092	266.000	1.181	0.010	-0.561	0.165	0.994	-94.810	-0.148	-0.003	11.000	1.541	39.513
12.000	100.000	-0.691	266.000	1.092	265.000	0.181	-0.009	1.639	1.032	0.337	-94.880	-0.218	-0.004	12.000	1.541	39.513
13.000	100.000	-0.691	265.000	0.092	265.000	0.181	0.001	0.039	0.098	0.166	-94.670	-0.008	0.000	13.000	1.541	39.513
14.000	101.000	0.309	265.000	0.092	264.000	-0.819	-0.009	0.639	0.032	-0.663	-94.460	0.202	0.004	14.000	1.541	39.513
15.000	101.000	0.309	266.000	1.092	266.000	1.181	0.001	1.039	1.098	1.166	-94.480	0.182	0.003	15.000	1.541	39.513
16.000	100.000	-0.691	265.000	0.092	267.000	2.181	0.020	-1.161	0.232	1.823	-94.470	0.192	0.003	16.000	1.541	39.513
17.000	101.000	0.309	267.000	2.092	266.000	1.181	-0.009	2.639	2.032	1.337	-94.340	0.322	0.006	17.000	1.541	39.513
18.000	101.000	0.309	265.000	0.092	266.000	1.181	0.010	-0.561	0.165	0.994	-94.570	0.092	0.002	18.000	1.541	39.513
19.000	100.000	-0.691	264.000	-0.908	265.000	0.181	0.010	-1.561	-0.835	-0.006	-94.820	-0.158	-0.003	19.000	1.541	39.513
20.000	100.000	-0.691	265.000	0.092	266.000	1.181	0.010	-0.561	0.165	0.994	-94.830	-0.168	-0.003	20.000	1.541	39.513
21.000	101.000	0.309	266.000	1.092	265.000	0.181	-0.009	1.639	1.032	0.337	-94.430	0.232	0.004	21.000	1.541	39.513
22.000	100.000	-0.691	264.000	-0.908	266.000	1.181	0.020	-2.161	-0.768	0.823	-94.570	0.092	0.002	22.000	1.541	39.513
23.000	101.000	0.309	265.000	0.092	267.000	2.181	0.020	-1.161	0.232	1.823	-94.640	0.022	0.000	23.000	1.541	39.513
24.000	101.000	0.309	265.000	0.092	266.000	1.181	0.010	-0.561	0.165	0.994	-94.840	-0.178	-0.003	24.000	1.541	39.513
25.000	101.000	0.309	265.000	0.092	267.000	2.181	0.020	-1.161	0.232	1.823	-94.900	-0.238	-0.004	25.000	1.541	39.513
26.000	101.000	0.309	265.000	0.092	265.000	0.181	0.001	0.039	0.098	0.166	-94.760	-0.098	-0.002	26.000	1.541	39.513
27.000	100.000	-0.691	264.000	-0.908	264.000	-0.819	0.001	-0.961	-0.902	-0.834	-94.640	0.022	0.000	27.000	1.541	39.513
28.000	100.000	-0.691	265.000	0.092	266.000	1.181	0.010	-0.561	0.165	0.994	-94.570	0.092	0.002	28.000	1.541	39.513
29.000	101.000	0.309	265.000	0.092	265.000	0.181	0.001	0.039	0.098	0.166	-94.840	-0.178	-0.003	29.000	1.541	39.513
30.000	101.000	0.309	266.000	1.092	265.000	0.181	-0.009	1.639	1.032	0.337	-94.640	0.022	0.000	30.000	1.541	39.513
31.000	101.000	0.309	265.000	0.092	266.000	1.181	0.010	-0.561	0.165	0.994	-94.690	-0.028	0.000	31.000	1.541	39.513
32.000	101.000	0.309	264.000	-0.908	267.000	2.181	0.029	-2.761	-0.702	1.651	-94.710	-0.048	-0.001	32.000	1.541	39.513
33.000	100.000	-0.691	265.000	0.092	267.000	2.181	0.020	-1.161	0.232	1.823	-94.350	0.312	0.005	33.000	1.541	39.513
34.000	100.000	-0.691	265.000	0.092	266.000	1.181	0.010	-0.561	0.165	0.994	-94.470	0.192	0.003	34.000	1.541	39.513
35.000	100.000	-0.691	266.000	1.092	265.000	0.181	-0.009	1.639	1.032	0.337	-94.500	0.162	0.003	35.000	1.541	39.513
36.000	101.000	0.309	266.000	1.092	266.000	1.181	0.001	1.039	1.098	1.166	-94.860	-0.198	-0.003	36.000	1.541	39.513
37.000	100.000	-0.691	265.000	0.092	265.000	0.181	0.001	0.039	0.098	0.166	-94.870	-0.208	-0.004	37.000	1.541	39.513
38.000	101.000	0.309	264.000	-0.908	266.000	1.181	0.020	-2.161	-0.768	0.823	-94.900	-0.238	-0.004	38.000	1.541	39.513
39.000	101.000	0.309	265.000	0.092	265.000	0.181	0.001	0.039	0.098	0.166	-94.740	-0.078	-0.001	39.000	1.541	39.513
40.000	102.000	1.309	265.000	0.092	265.000	0.181	0.001	0.039	0.098	0.166	-94.450	0.212	0.004	40.000	1.541	39.513
41.000	101.000	0.309	264.000	-0.908	265.000	0.181	0.010	-1.561	-0.835	-0.006	-94.460	0.202	0.004	41.000	1.541	39.513
42.000	101.000	0.309	264.000	-0.908	266.000	1.181	0.020	-2.161	-0.768	0.823	-94.500	0.162	0.003	42.000	1.541	39.513
43.000	101.000	0.309	265.000	0.092	264.000	-0.819	-0.009	0.639	0.032	-0.663	-94.720	-0.058	-0.001	43.000	1.541	39.513
44.000	100.000	-0.691	265.000	0.092	265.000	0.181	0.001	0.039	0.098	0.166	-94.740	-0.078	-0.001	44.000	1.541	39.513
45.000	101.000	0.309	265.000	0.092	267.000	2.181	0.020	-1.161	0.232	1.823	-94.780	-0.118	-0.002	45.000	1.541	39.513
46.000	100.000	-0.691	266.000	1.092	266.000	1.181	0.001	1.039	1.098	1.166	-94.630	0.032	0.001	46.000	1.541	39.513
47.000	100.000	-0.691	265.000	0.092	266.000	1.181	0.010	-0.561	0.165	0.994	-94.690	-0.028	0.000	47.000	1.541	39.513
48.000	101.000	0.309	266.000	1.092	267.000	2.181	0.010	0.439	1.165	1.994	-94.570	0.092	0.002	48.000	1.541	39.513
49.000	101.000	0.309	264.000	-0.908	265.000	0.181	0.010	-1.561	-0.835	-0.006	-94.510	0.152	0.003	49.000	1.541	39.513
50.000	100.000	-0.691	266.000	1.092	267.000	2.181	0.010	0.439	1.165	1.994	-94.370	0.292	0.005	50.000	1.541	39.513
51.000	101.000	0.309	264.000	-0.908	267.000	2.181	0.029	-2.761	-0.702	1.651	-94.640	0.022	0.000	51.000	1.541	39.513
52.000	101.000	0.309	265.000	0.092	265.000	0.181	0.001	0.039	0.098	0.166	-94.770	-0.108	-0.002	52.000	1.541	39.513
53.000	101.000	0.309	267.000	2.092	268.000	3.181	0.010	1.439	2.165	2.994	-94.890	-0.228	-0.004	53.000	1.541	39.513
54.000	100.000	-0.691	264.000	-0.908	267.000	2.181	0.029	-2.761	-0.702	1.651	-94.720	-0.058	-0.001	54.000	1.541	39.513
55.000	101.000	0.309	265.000	0.092	266.000	1.181	0.010	-0.561	0.165	0.994	-94.550	0.112	0.002	55.000	1.541	39.513
56.000	101.000	0.309	264.000	-0.908	265.000	0.181	0.010	-1.561	-0.835	-0.006	-94.350	0.312	0.005	56.000	1.541	39.513
57.000	100.000	-0.691	266.000	1.092	266.000	1.181	0.001	1.039	1.098	1.166	-94.350	0.312	0.005	57.000	1.541	39.513
58.000	100.000	-0.691	267.000	2.092	266.000	1.181	-0.009	2.639	2.032	1.337	-94.160	0.502	0.009	58.000	1.541	39.513
59.000	101.000	0.309	265.000	0.092	266.000	1.181	0.010	-0.561	0.165	0.994	-94.160	0.502	0.009	59.000	1.541	39.513
60.000	101.000	0.309	264.000	-0.908	266.000	1.181	0.020	-2.161	-0.768	0.823	-94.530	0.132	0.002	60.000	1.541	39.513

Nota. Por motivos de extensión, en este anexo se presenta únicamente la primera hoja del registro.

La base de datos completa se encuentra disponible en formato digital previa solicitud a los tesistas

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
TESIS: "INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"
TIPO DE SUELO: COHESIVO MURO TIPO I: CONFIGURACION SIN PUNTERA NI TALON N° DE CORRIDA: SEGUNDA

Tiempo total de ensayo (s)	S1(mm)	ΔS1 (medido) (mm)	S2(mm)	ΔS2 (medido) (mm)	S3(mm)	ΔS3 (medido) (mm)	k ((ΔS3-ΔS2)/(z_3-z_2))	u(o) (ΔS2-(z_2)(k))	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Roll (θ) (°)	Δθ (°)	Δθ (rad)	Tiempo de carga (s)	Peso total (P) (kgf)	q (kgf/m2)
0.000	105.000	0.431	271.000	0.545	271.000	1.028	0.005	0.256	0.577	0.945	-94.600	0.858	0.015	0.000	1.541	39.513
1.000	105.000	0.431	270.000	-0.455	271.000	1.028	0.014	-1.344	-0.356	0.774	-94.850	0.608	0.011	1.000	1.541	39.513
2.000	105.000	0.431	272.000	1.545	271.000	1.028	-0.005	1.856	1.511	1.117	-95.250	0.208	0.004	2.000	1.541	39.513
3.000	105.000	0.431	271.000	0.545	270.000	0.028	-0.005	0.856	0.511	0.117	-95.200	0.258	0.005	3.000	1.541	39.513
4.000	105.000	0.431	270.000	-0.455	270.000	0.028	0.005	-0.744	-0.423	-0.055	-95.390	0.068	0.001	4.000	1.541	39.513
5.000	104.000	-0.569	270.000	-0.455	271.000	1.028	0.014	-1.344	-0.356	0.774	-95.620	-0.162	-0.003	5.000	1.541	39.513
6.000	104.000	-0.569	271.000	0.545	270.000	0.028	-0.005	0.856	0.511	0.117	-95.450	0.008	0.000	6.000	1.541	39.513
7.000	106.000	1.431	270.000	-0.455	272.000	2.028	0.024	-1.944	-0.289	1.602	-95.550	-0.092	-0.002	7.000	1.541	39.513
8.000	105.000	0.431	271.000	0.545	271.000	1.028	0.005	0.256	0.577	0.945	-95.380	0.078	0.001	8.000	1.541	39.513
9.000	104.000	-0.569	270.000	-0.455	271.000	1.028	0.014	-1.344	-0.356	0.774	-95.320	0.138	0.002	9.000	1.541	39.513
10.000	104.000	-0.569	270.000	-0.455	271.000	1.028	0.014	-1.344	-0.356	0.774	-95.680	-0.222	-0.004	10.000	1.541	39.513
11.000	105.000	0.431	270.000	-0.455	270.000	0.028	0.005	-0.744	-0.423	-0.055	-95.510	-0.052	-0.001	11.000	1.541	39.513
12.000	105.000	0.431	270.000	-0.455	269.000	-0.972	-0.005	-0.144	-0.489	-0.883	-95.350	0.108	0.002	12.000	1.541	39.513
13.000	104.000	-0.569	271.000	0.545	270.000	0.028	-0.005	0.856	0.511	0.117	-95.130	0.328	0.006	13.000	1.541	39.513
14.000	105.000	0.431	272.000	1.545	271.000	1.028	-0.005	1.856	1.511	1.117	-95.280	0.178	0.003	14.000	1.541	39.513
15.000	105.000	0.431	270.000	-0.455	271.000	1.028	0.014	-1.344	-0.356	0.774	-95.450	0.008	0.000	15.000	1.541	39.513
16.000	105.000	0.431	271.000	0.545	271.000	1.028	0.005	0.256	0.577	0.945	-95.820	-0.362	-0.006	16.000	1.541	39.513
17.000	104.000	-0.569	272.000	1.545	269.000	-0.972	-0.024	3.056	1.377	-0.540	-95.700	-0.242	-0.004	17.000	1.541	39.513
18.000	105.000	0.431	270.000	-0.455	271.000	1.028	0.014	-1.344	-0.356	0.774	-95.230	0.228	0.004	18.000	1.541	39.513
19.000	105.000	0.431	271.000	0.545	271.000	1.028	0.005	0.256	0.577	0.945	-95.220	0.238	0.004	19.000	1.541	39.513
20.000	105.000	0.431	271.000	0.545	272.000	2.028	0.014	-0.344	0.644	1.774	-95.070	0.388	0.007	20.000	1.541	39.513
21.000	104.000	-0.569	270.000	-0.455	270.000	0.028	0.005	-0.744	-0.423	-0.055	-95.150	0.308	0.005	21.000	1.541	39.513
22.000	104.000	-0.569	270.000	-0.455	271.000	1.028	0.014	-1.344	-0.356	0.774	-95.540	-0.082	-0.001	22.000	1.541	39.513
23.000	105.000	0.431	270.000	-0.455	270.000	0.028	0.005	-0.744	-0.423	-0.055	-95.540	-0.082	-0.001	23.000	1.541	39.513
24.000	104.000	-0.569	269.000	-1.455	270.000	0.028	0.014	-2.344	-1.356	-0.226	-95.500	-0.042	-0.001	24.000	1.541	39.513
25.000	105.000	0.431	269.000	-1.455	271.000	1.028	0.024	-2.944	-1.289	0.602	-95.360	0.098	0.002	25.000	1.541	39.513
26.000	105.000	0.431	271.000	0.545	269.000	-0.972	-0.014	1.456	0.444	-0.712	-95.170	0.288	0.005	26.000	1.541	39.513
27.000	105.000	0.431	271.000	0.545	270.000	0.028	-0.005	0.856	0.511	0.117	-95.360	0.098	0.002	27.000	1.541	39.513
28.000	105.000	0.431	270.000	-0.455	272.000	2.028	0.024	-1.944	-0.289	1.602	-95.430	0.028	0.000	28.000	1.541	39.513
29.000	105.000	0.431	269.000	-1.455	269.000	-0.972	0.005	-1.744	-1.423	-1.055	-95.530	-0.072	-0.001	29.000	1.541	39.513
30.000	104.000	-0.569	270.000	-0.455	271.000	1.028	0.014	-1.344	-0.356	0.774	-95.560	-0.102	-0.002	30.000	1.541	39.513
31.000	105.000	0.431	272.000	1.545	268.000	-1.972	-0.033	3.656	1.311	-1.369	-95.110	0.348	0.006	31.000	1.541	39.513
32.000	104.000	-0.569	270.000	-0.455	271.000	1.028	0.014	-1.344	-0.356	0.774	-95.240	0.218	0.004	32.000	1.541	39.513
33.000	106.000	1.431	270.000	-0.455	269.000	-0.972	-0.005	-0.144	-0.489	-0.883	-95.180	0.278	0.005	33.000	1.541	39.513
34.000	105.000	0.431	270.000	-0.455	272.000	2.028	0.024	-1.944	-0.289	1.602	-95.380	0.078	0.001	34.000	1.541	39.513
35.000	105.000	0.431	270.000	-0.455	270.000	0.028	0.005	-0.744	-0.423	-0.055	-95.620	-0.162	-0.003	35.000	1.541	39.513
36.000	105.000	0.431	271.000	0.545	270.000	0.028	-0.005	0.856	0.511	0.117	-95.660	-0.202	-0.004	36.000	1.541	39.513
37.000	105.000	0.431	270.000	-0.455	270.000	0.028	0.005	-0.744	-0.423	-0.055	-95.470	-0.012	0.000	37.000	1.541	39.513
38.000	105.000	0.431	270.000	-0.455	271.000	1.028	0.014	-1.344	-0.356	0.774	-95.470	-0.012	0.000	38.000	1.541	39.513
39.000	105.000	0.431	270.000	-0.455	271.000	1.028	0.014	-1.344	-0.356	0.774	-95.510	-0.052	-0.001	39.000	1.541	39.513
40.000	104.000	-0.569	270.000	-0.455	270.000	0.028	0.005	-0.744	-0.423	-0.055	-95.290	0.168	0.003	40.000	1.541	39.513
41.000	104.000	-0.569	270.000	-0.455	269.000	-0.972	-0.005	-0.144	-0.489	-0.883	-95.150	0.308	0.005	41.000	1.541	39.513
42.000	104.000	-0.569	270.000	-0.455	271.000	1.028	0.014	-1.344	-0.356	0.774	-95.330	0.128	0.002	42.000	1.541	39.513
43.000	106.000	1.431	271.000	0.545	269.000	-0.972	-0.014	1.456	0.444	-0.712	-95.570	-0.112	-0.002	43.000	1.541	39.513
44.000	104.000	-0.569	270.000	-0.455	272.000	2.028	0.024	-1.944	-0.289	1.602	-95.370	0.088	0.002	44.000	1.541	39.513
45.000	105.000	0.431	271.000	0.545	269.000	-0.972	-0.014	1.456	0.444	-0.712	-95.380	0.078	0.001	45.000	1.541	39.513
46.000	105.000	0.431	269.000	-1.455	269.000	-0.972	0.005	-1.744	-1.423	-1.055	-95.320	0.138	0.002	46.000	1.541	39.513
47.000	105.000	0.431	270.000	-0.455	270.000	0.028	0.005	-0.744	-0.423	-0.055	-95.480	-0.022	0.000	47.000	1.541	39.513
48.000	104.000	-0.569	269.000	-1.455	270.000	0.028	0.014	-2.344	-1.356	-0.226	-95.870	-0.412	-0.007	48.000	1.541	39.513
49.000	104.000	-0.569	270.000	-0.455	270.000	0.028	0.005	-0.744	-0.423	-0.055	-95.930	-0.472	-0.008	49.000	1.541	39.513
50.000	104.000	-0.569	271.000	0.545	268.000	-1.972	-0.024	2.056	0.377	-1.540	-95.680	-0.222	-0.004	50.000	1.541	39.513
51.000	105.000	0.431	270.000	-0.455	269.000	-0.972	-0.005	-0.144	-0.489	-0.883	-95.560	-0.102	-0.002	51.000	1.541	39.513
52.000	104.000	-0.569	270.000	-0.455	269.000	-0.972	-0.005	-0.144	-0.489	-0.883	-95.580	-0.122	-0.002	52.000	1.541	39.513
53.000	104.000	-0.569	271.000	0.545	270.000	0.028	-0.005	0.856	0.511	0.117	-95.730	-0.272	-0.005	53.000	1.541	39.513
54.000	106.000	1.431	271.000	0.545	269.000	-0.972	-0.014	1.456	0.444	-0.712	-95.770	-0.312	-0.005	54.000	1.541	39.513
55.000	104.000	-0.569	271.000	0.545	270.000	0.028	-0.005	0.856	0.511	0.117	-95.560	-0.102	-0.002	55.000	1.541	39.513
56.000	104.000	-0.569	271.000	0.545	270.000	0.028	-0.005	0.856	0.511	0.117	-95.490	-0.032	-0.001	56.000	1.541	39.513
57.000	104.000	-0.569	270.000	-0.455	269.000	-0.972	-0.005	-0.144	-0.489	-0.883	-95.480	-0.022	0.000	57.000	1.541	39.513
58.000	104.000	-0.569	271.000	0.545	269.000	-0.972	-0.014	1.456	0.444	-0.712	-95.730	-0.272	-0.005	58.000	1.541	39.513
59.000	105.000	0.431	270.000	-0.455	268.000	-1.972	-0.014	0.456	-0.556	-1.712	-95.640	-0.182	-0.003	59.000	1.541	39.513
60.000	104.000	-0.569	270.000	-0.455	269.000	-0.972	-0.005	-0.144	-0.489	-0.883	-95.730	-0.272	-0.005	60.000	1.541	39.513

Nota. Por motivos de extensión, en este anexo se presenta únicamente la primera hoja del registro.

La base de datos completa se encuentra disponible en formato digital previa solicitud a los tesistas

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
TESIS: "INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"
TIPO DE SUELO: COHESIVO MURO TIPO II: CONFIGURACION SOLO PUNTERA N° DE CORRIDA: PRIMERA

Tiempo total de ensayo (s)	S1(mm)	ΔS1 (medido) (mm)	S2(mm)	ΔS2 (medido) (mm)	S3(mm)	ΔS3 (medido) (mm)	k ((ΔS3-ΔS2)/(z3-z2))	u(o) (ΔS2-(z2)(k))	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Roll (θ) (°)	Δθ (°)	Δθ (rad)	Tiempo de carga (s)	Peso total (P) (kgf)	q (kgf/m2)
0.000	90.000	-0.687	297.000	-0.630	297.000	-0.570	0.001	-0.666	-0.626	-0.580	-93.910	0.212	0.004	0.000	1.541	39.513
1.000	91.000	0.313	298.000	0.370	297.000	-0.570	-0.009	0.925	0.298	-0.418	-93.600	0.522	0.009	1.000	1.541	39.513
2.000	90.000	-0.687	298.000	0.370	298.000	0.430	0.001	0.334	0.374	0.420	-93.560	0.562	0.010	2.000	1.541	39.513
3.000	90.000	-0.687	297.000	-0.630	297.000	-0.570	0.001	-0.666	-0.626	-0.580	-93.750	0.372	0.006	3.000	1.541	39.513
4.000	90.000	-0.687	297.000	-0.630	298.000	0.430	0.010	-1.256	-0.549	0.259	-93.700	0.422	0.007	4.000	1.541	39.513
5.000	90.000	-0.687	297.000	-0.630	297.000	-0.570	0.001	-0.666	-0.626	-0.580	-93.870	0.252	0.004	5.000	1.541	39.513
6.000	90.000	-0.687	298.000	0.370	298.000	0.430	0.001	0.334	0.374	0.420	-94.230	-0.108	-0.002	6.000	1.541	39.513
7.000	89.000	-1.687	297.000	-0.630	297.000	-0.570	0.001	-0.666	-0.626	-0.580	-94.260	-0.138	-0.002	7.000	1.541	39.513
8.000	90.000	-0.687	298.000	0.370	298.000	0.430	0.001	0.334	0.374	0.420	-94.120	0.002	0.000	8.000	1.541	39.513
9.000	89.000	-1.687	297.000	-0.630	296.000	-1.570	-0.009	-0.075	-0.702	-1.418	-94.000	0.122	0.002	9.000	1.541	39.513
10.000	89.000	-1.687	298.000	0.370	297.000	-0.570	-0.009	0.925	0.298	-0.418	-93.890	0.232	0.004	10.000	1.541	39.513
11.000	89.000	-1.687	298.000	0.370	298.000	0.430	0.001	0.334	0.374	0.420	-93.950	0.172	0.003	11.000	1.541	39.513
12.000	88.000	-2.687	296.000	-1.630	299.000	1.430	0.029	-3.437	-1.397	0.935	-94.260	-0.138	-0.002	12.000	1.541	39.513
13.000	90.000	-0.687	297.000	-0.630	298.000	0.430	0.010	-1.256	-0.549	0.259	-94.230	-0.108	-0.002	13.000	1.541	39.513
14.000	89.000	-1.687	296.000	-1.630	297.000	-0.570	0.010	-2.256	-1.549	-0.741	-94.310	-0.188	-0.003	14.000	1.541	39.513
15.000	89.000	-1.687	297.000	-0.630	298.000	0.430	0.010	-1.256	-0.549	0.259	-94.280	-0.158	-0.003	15.000	1.541	39.513
16.000	90.000	-0.687	297.000	-0.630	297.000	-0.570	0.001	-0.666	-0.626	-0.580	-94.290	-0.168	-0.003	16.000	1.541	39.513
17.000	89.000	-1.687	296.000	-1.630	298.000	0.430	0.020	-2.847	-1.473	0.097	-93.940	0.182	0.003	17.000	1.541	39.513
18.000	89.000	-1.687	299.000	1.370	297.000	-0.570	-0.018	2.515	1.222	-0.256	-94.150	-0.028	0.000	18.000	1.541	39.513
19.000	88.000	-2.687	298.000	0.370	297.000	-0.570	-0.009	0.925	0.298	-0.418	-94.120	0.002	0.000	19.000	1.541	39.513
20.000	89.000	-1.687	298.000	0.370	297.000	-0.570	-0.009	0.925	0.298	-0.418	-93.890	0.232	0.004	20.000	1.541	39.513
21.000	90.000	-0.687	298.000	0.370	298.000	0.430	0.001	0.334	0.374	0.420	-93.990	0.132	0.002	21.000	1.541	39.513
22.000	89.000	-1.687	297.000	-0.630	297.000	-0.570	0.001	-0.666	-0.626	-0.580	-94.220	-0.098	-0.002	22.000	1.541	39.513
23.000	90.000	-0.687	296.000	-1.630	297.000	-0.570	0.010	-2.256	-1.549	-0.741	-94.130	-0.008	0.000	23.000	1.541	39.513
24.000	89.000	-1.687	297.000	-0.630	296.000	-1.570	-0.009	-0.075	-0.702	-1.418	-94.030	0.092	0.002	24.000	1.541	39.513
25.000	89.000	-1.687	297.000	-0.630	299.000	1.430	0.020	-1.847	-0.473	1.097	-94.080	0.042	0.001	25.000	1.541	39.513
26.000	90.000	-0.687	297.000	-0.630	297.000	-0.570	0.001	-0.666	-0.626	-0.580	-94.200	-0.078	-0.001	26.000	1.541	39.513
27.000	90.000	-0.687	298.000	0.370	296.000	-1.570	-0.018	1.515	0.222	-1.256	-94.410	-0.288	-0.005	27.000	1.541	39.513
28.000	90.000	-0.687	296.000	-1.630	299.000	1.430	0.029	-3.437	-1.397	0.935	-94.500	-0.378	-0.007	28.000	1.541	39.513
29.000	90.000	-0.687	298.000	0.370	298.000	0.430	0.001	0.334	0.374	0.420	-94.670	-0.548	-0.010	29.000	1.541	39.513
30.000	89.000	-1.687	296.000	-1.630	297.000	-0.570	0.010	-2.256	-1.549	-0.741	-94.270	-0.148	-0.003	30.000	1.541	39.513
31.000	91.000	0.313	297.000	-0.630	296.000	-1.570	-0.009	-0.075	-0.702	-1.418	-93.750	0.372	0.006	31.000	1.541	39.513
32.000	90.000	-0.687	297.000	-0.630	299.000	1.430	0.020	-1.847	-0.473	1.097	-93.730	0.392	0.007	32.000	1.541	39.513
33.000	90.000	-0.687	296.000	-1.630	297.000	-0.570	0.010	-2.256	-1.549	-0.741	-93.910	0.212	0.004	33.000	1.541	39.513
34.000	91.000	0.313	297.000	-0.630	298.000	0.430	0.010	-1.256	-0.549	0.259	-94.050	0.072	0.001	34.000	1.541	39.513
35.000	91.000	0.313	298.000	0.370	297.000	-0.570	-0.009	0.925	0.298	-0.418	-94.280	-0.158	-0.003	35.000	1.541	39.513
36.000	90.000	-0.687	297.000	-0.630	297.000	-0.570	0.001	-0.666	-0.626	-0.580	-94.310	-0.188	-0.003	36.000	1.541	39.513
37.000	90.000	-0.687	296.000	-1.630	298.000	0.430	0.020	-2.847	-1.473	0.097	-94.100	0.022	0.000	37.000	1.541	39.513
38.000	90.000	-0.687	297.000	-0.630	299.000	1.430	0.020	-1.847	-0.473	1.097	-93.950	0.172	0.003	38.000	1.541	39.513
39.000	90.000	-0.687	298.000	0.370	298.000	0.430	0.001	0.334	0.374	0.420	-93.850	0.272	0.005	39.000	1.541	39.513
40.000	91.000	0.313	297.000	-0.630	298.000	0.430	0.010	-1.256	-0.549	0.259	-94.110	0.012	0.000	40.000	1.541	39.513
41.000	91.000	0.313	298.000	0.370	298.000	0.430	0.001	0.334	0.374	0.420	-94.250	-0.128	-0.002	41.000	1.541	39.513
42.000	90.000	-0.687	297.000	-0.630	297.000	-0.570	0.001	-0.666	-0.626	-0.580	-93.780	0.342	0.006	42.000	1.541	39.513
43.000	90.000	-0.687	297.000	-0.630	298.000	0.430	0.010	-1.256	-0.549	0.259	-94.050	0.072	0.001	43.000	1.541	39.513
44.000	90.000	-0.687	299.000	1.370	298.000	0.430	-0.009	1.925	1.298	0.582	-93.910	0.212	0.004	44.000	1.541	39.513
45.000	91.000	0.313	299.000	1.370	298.000	0.430	-0.009	1.925	1.298	0.582	-93.840	0.282	0.005	45.000	1.541	39.513
46.000	91.000	0.313	298.000	0.370	296.000	-1.570	-0.018	1.515	0.222	-1.256	-94.010	0.112	0.002	46.000	1.541	39.513
47.000	91.000	0.313	297.000	-0.630	299.000	1.430	0.020	-1.847	-0.473	1.097	-94.140	-0.018	0.000	47.000	1.541	39.513
48.000	91.000	0.313	297.000	-0.630	300.000	2.430	0.029	-2.437	-0.397	1.935	-94.320	-0.198	-0.003	48.000	1.541	39.513
49.000	91.000	0.313	296.000	-1.630	298.000	0.430	0.020	-2.847	-1.473	0.097	-94.140	-0.018	0.000	49.000	1.541	39.513
50.000	90.000	-0.687	297.000	-0.630	298.000	0.430	0.010	-1.256	-0.549	0.259	-94.280	-0.158	-0.003	50.000	1.541	39.513
51.000	91.000	0.313	296.000	-1.630	296.000	-1.570	0.001	-1.666	-1.626	-1.580	-93.920	0.202	0.004	51.000	1.541	39.513
52.000	90.000	-0.687	298.000	0.370	298.000	0.430	0.001	0.334	0.374	0.420	-93.980	0.142	0.002	52.000	1.541	39.513
53.000	90.000	-0.687	297.000	-0.630	299.000	1.430	0.020	-1.847	-0.473	1.097	-94.010	0.112	0.002	53.000	1.541	39.513
54.000	91.000	0.313	297.000	-0.630	297.000	-0.570	0.001	-0.666	-0.626	-0.580	-93.930	0.192	0.003	54.000	1.541	39.513
55.000	91.000	0.313	298.000	0.370	297.000	-0.570	-0.009	0.925	0.298	-0.418	-94.050	0.072	0.001	55.000	1.541	39.513
56.000	91.000	0.313	298.000	0.370	297.000	-0.570	-0.009	0.925	0.298	-0.418	-94.180	-0.058	-0.001	56.000	1.541	39.513
57.000	90.000	-0.687	297.000	-0.630	298.000	0.430	0.010	-1.256	-0.549	0.259	-93.990	0.132	0.002	57.000	1.541	39.513
58.000	90.000	-0.687	297.000	-0.630	296.000	-1.570	-0.009	-0.075	-0.702	-1.418	-94.060	0.062	0.001	58.000	1.541	39.513
59.000	90.000	-0.687	299.000	1.370	297.000	-0.570	-0.018	2.515	1.222	-0.256	-94.420	-0.298	-0.005	59.000	1.541	39.513
60.000	90.000	-0.687	296.000	-1.630	297.000	-0.570	0.010	-2.256	-1.549	-0.741	-94.310	-0.188	-0.003	60.000	1.541	39.513
61.000	90.000	-0.687	297.000	-0.630	297.000	-0.570	0.001	-0.666	-0.626	-0.580	-94.220	-0.098	-0.002	61.000	1.541	39.513

Nota. Por motivos de extensión, en este anexo se presenta únicamente la primera hoja del registro.

La base de datos completa se encuentra disponible en formato digital previa solicitud a los tesistas

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
TESIS: "INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"
TIPO DE SUELO: COHESIVO MURO TIPO II: CONFIGURACION SOLO PUNTERA N° DE CORRIDA: SEGUNDA

Tiempo total de ensayo (s)	S1(mm)	ΔS1 (medido) (mm)	S2(mm)	ΔS2 (medido) (mm)	S3(mm)	ΔS3 (medido) (mm)	k ((ΔS3-ΔS2)/(z_3-z_2))	u(o) (ΔS2-(z_2)(k))	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Roll (θ) (°)	Δθ (°)	Δθ (rad)	Tiempo de carga (s)	Peso total (P) (kgf)	q (kgf/m2)
0.000	128.000	-2.189	291.000	0.392	292.000	0.175	-0.002	0.530	0.386	0.220	-93.330	0.828	0.014	0.000	1.541	39.513
1.000	130.000	-0.189	291.000	0.392	293.000	1.175	0.007	-0.108	0.414	1.011	-93.490	0.668	0.012	1.000	1.541	39.513
2.000	130.000	-0.189	293.000	2.392	293.000	1.175	-0.012	3.168	2.357	1.430	-93.880	0.278	0.005	2.000	1.541	39.513
3.000	129.000	-1.189	290.000	-0.608	292.000	0.175	0.007	-1.108	-0.586	0.011	-93.950	0.208	0.004	3.000	1.541	39.513
4.000	129.000	-1.189	291.000	0.392	292.000	0.175	-0.002	0.530	0.386	0.220	-94.040	0.118	0.002	4.000	1.541	39.513
5.000	130.000	-0.189	291.000	0.392	292.000	0.175	-0.002	0.530	0.386	0.220	-94.010	0.148	0.003	5.000	1.541	39.513
6.000	129.000	-1.189	290.000	-0.608	293.000	1.175	0.017	-1.746	-0.557	0.801	-94.300	-0.142	-0.002	6.000	1.541	39.513
7.000	130.000	-0.189	291.000	0.392	291.000	-0.825	-0.012	1.168	0.357	-0.570	-94.230	-0.072	-0.001	7.000	1.541	39.513
8.000	130.000	-0.189	293.000	2.392	292.000	0.175	-0.021	3.806	2.328	0.640	-93.870	0.288	0.005	8.000	1.541	39.513
9.000	130.000	-0.189	291.000	0.392	292.000	0.175	-0.002	0.530	0.386	0.220	-94.160	-0.002	0.000	9.000	1.541	39.513
10.000	131.000	0.811	291.000	0.392	293.000	1.175	0.007	-0.108	0.414	1.011	-93.890	0.268	0.005	10.000	1.541	39.513
11.000	130.000	-0.189	290.000	-0.608	291.000	-0.825	-0.002	-0.470	-0.614	-0.780	-94.040	0.118	0.002	11.000	1.541	39.513
12.000	130.000	-0.189	290.000	-0.608	292.000	0.175	0.007	-1.108	-0.586	0.011	-93.970	0.188	0.003	12.000	1.541	39.513
13.000	130.000	-0.189	290.000	-0.608	294.000	2.175	0.027	-2.384	-0.529	1.592	-93.890	0.268	0.005	13.000	1.541	39.513
14.000	131.000	0.811	289.000	-1.608	293.000	1.175	0.027	-3.384	-1.529	0.592	-94.030	0.128	0.002	14.000	1.541	39.513
15.000	130.000	-0.189	290.000	-0.608	293.000	1.175	0.017	-1.746	-0.557	0.801	-93.990	0.168	0.003	15.000	1.541	39.513
16.000	130.000	-0.189	290.000	-0.608	292.000	0.175	0.007	-1.108	-0.586	0.011	-94.270	-0.112	-0.002	16.000	1.541	39.513
17.000	131.000	0.811	289.000	-1.608	293.000	1.175	0.027	-3.384	-1.529	0.592	-94.190	-0.032	-0.001	17.000	1.541	39.513
18.000	130.000	-0.189	290.000	-0.608	292.000	0.175	0.007	-1.108	-0.586	0.011	-93.950	0.208	0.004	18.000	1.541	39.513
19.000	130.000	-0.189	291.000	0.392	292.000	0.175	-0.002	0.530	0.386	0.220	-93.730	0.428	0.007	19.000	1.541	39.513
20.000	130.000	-0.189	292.000	1.392	291.000	-0.825	-0.021	2.806	1.328	-0.360	-93.690	0.468	0.008	20.000	1.541	39.513
21.000	130.000	-0.189	290.000	-0.608	293.000	1.175	0.017	-1.746	-0.557	0.801	-93.830	0.328	0.006	21.000	1.541	39.513
22.000	131.000	0.811	290.000	-0.608	293.000	1.175	0.017	-1.746	-0.557	0.801	-93.890	0.268	0.005	22.000	1.541	39.513
23.000	131.000	0.811	292.000	1.392	293.000	1.175	-0.002	1.530	1.386	1.220	-94.030	0.128	0.002	23.000	1.541	39.513
24.000	129.000	-1.189	289.000	-1.608	291.000	-0.825	0.007	-2.108	-1.586	-0.989	-94.270	-0.112	-0.002	24.000	1.541	39.513
25.000	129.000	-1.189	291.000	0.392	292.000	0.175	-0.002	0.530	0.386	0.220	-94.210	-0.052	-0.001	25.000	1.541	39.513
26.000	130.000	-0.189	290.000	-0.608	292.000	0.175	0.007	-1.108	-0.586	0.011	-94.050	0.108	0.002	26.000	1.541	39.513
27.000	130.000	-0.189	290.000	-0.608	293.000	1.175	0.017	-1.746	-0.557	0.801	-93.630	0.528	0.009	27.000	1.541	39.513
28.000	129.000	-1.189	289.000	-1.608	291.000	-0.825	0.007	-2.108	-1.586	-0.989	-94.020	0.138	0.002	28.000	1.541	39.513
29.000	131.000	0.811	290.000	-0.608	291.000	-0.825	-0.002	-0.470	-0.614	-0.780	-94.340	-0.182	-0.003	29.000	1.541	39.513
30.000	131.000	0.811	291.000	0.392	291.000	-0.825	-0.012	1.168	0.357	-0.570	-94.040	0.118	0.002	30.000	1.541	39.513
31.000	130.000	-0.189	290.000	-0.608	293.000	1.175	0.017	-1.746	-0.557	0.801	-94.040	0.118	0.002	31.000	1.541	39.513
32.000	129.000	-1.189	290.000	-0.608	292.000	0.175	0.007	-1.108	-0.586	0.011	-93.810	0.348	0.006	32.000	1.541	39.513
33.000	129.000	-1.189	290.000	-0.608	291.000	-0.825	-0.002	-0.470	-0.614	-0.780	-93.910	0.248	0.004	33.000	1.541	39.513
34.000	130.000	-0.189	292.000	1.392	291.000	-0.825	-0.021	2.806	1.328	-0.360	-93.980	0.178	0.003	34.000	1.541	39.513
35.000	129.000	-1.189	290.000	-0.608	293.000	1.175	0.017	-1.746	-0.557	0.801	-94.240	-0.082	-0.001	35.000	1.541	39.513
36.000	131.000	0.811	289.000	-1.608	292.000	0.175	0.017	-2.746	-1.557	-0.199	-93.910	0.248	0.004	36.000	1.541	39.513
37.000	130.000	-0.189	289.000	-1.608	292.000	0.175	0.017	-2.746	-1.557	-0.199	-93.630	0.528	0.009	37.000	1.541	39.513
38.000	130.000	-0.189	290.000	-0.608	292.000	0.175	0.007	-1.108	-0.586	0.011	-93.860	0.298	0.005	38.000	1.541	39.513
39.000	130.000	-0.189	291.000	0.392	293.000	1.175	0.007	-0.108	0.414	1.011	-94.130	0.028	0.000	39.000	1.541	39.513
40.000	130.000	-0.189	292.000	1.392	293.000	1.175	-0.002	1.530	1.386	1.220	-94.200	-0.042	-0.001	40.000	1.541	39.513
41.000	130.000	-0.189	290.000	-0.608	294.000	2.175	0.027	-2.384	-0.529	1.592	-94.160	-0.002	0.000	41.000	1.541	39.513
42.000	131.000	0.811	290.000	-0.608	291.000	-0.825	-0.002	-0.470	-0.614	-0.780	-94.120	0.038	0.001	42.000	1.541	39.513
43.000	130.000	-0.189	288.000	-2.608	292.000	0.175	0.027	-4.384	-2.529	-0.408	-94.320	-0.162	-0.003	43.000	1.541	39.513
44.000	129.000	-1.189	290.000	-0.608	293.000	1.175	0.017	-1.746	-0.557	0.801	-94.360	-0.202	-0.004	44.000	1.541	39.513
45.000	130.000	-0.189	290.000	-0.608	292.000	0.175	0.007	-1.108	-0.586	0.011	-94.220	-0.062	-0.001	45.000	1.541	39.513
46.000	130.000	-0.189	291.000	0.392	294.000	2.175	0.017	-0.746	0.443	1.801	-93.940	0.218	0.004	46.000	1.541	39.513
47.000	130.000	-0.189	293.000	2.392	293.000	1.175	-0.012	3.168	2.357	1.430	-94.160	-0.002	0.000	47.000	1.541	39.513
48.000	130.000	-0.189	291.000	0.392	290.000	-1.825	-0.021	1.806	0.328	-1.360	-94.100	0.058	0.001	48.000	1.541	39.513
49.000	131.000	0.811	290.000	-0.608	293.000	1.175	0.017	-1.746	-0.557	0.801	-94.060	0.098	0.002	49.000	1.541	39.513
50.000	130.000	-0.189	290.000	-0.608	290.000	-1.825	-0.012	0.168	-0.643	-1.570	-93.910	0.248	0.004	50.000	1.541	39.513
51.000	130.000	-0.189	292.000	1.392	291.000	-0.825	-0.021	2.806	1.328	-0.360	-93.700	0.458	0.008	51.000	1.541	39.513
52.000	130.000	-0.189	290.000	-0.608	290.000	-1.825	-0.012	0.168	-0.643	-1.570	-93.830	0.328	0.006	52.000	1.541	39.513
53.000	130.000	-0.189	291.000	0.392	291.000	-0.825	-0.012	1.168	0.357	-0.570	-94.090	0.068	0.001	53.000	1.541	39.513
54.000	131.000	0.811	291.000	0.392	292.000	0.175	-0.002	0.530	0.386	0.220	-94.100	0.058	0.001	54.000	1.541	39.513
55.000	130.000	-0.189	288.000	-2.608	292.000	0.175	0.027	-4.384	-2.529	-0.408	-94.030	0.128	0.002	55.000	1.541	39.513
56.000	130.000	-0.189	289.000	-1.608	292.000	0.175	0.017	-2.746	-1.557	-0.199	-93.960	0.198	0.003	56.000	1.541	39.513
57.000	131.000	0.811	290.000	-0.608	290.000	-1.825	-0.012	0.168	-0.643	-1.570	-94.030	0.128	0.002	57.000	1.541	39.513
58.000	130.000	-0.189	291.000	0.392	292.000	0.175	-0.002	0.530	0.386	0.220	-94.060	0.098	0.002	58.000	1.541	39.513
59.000	130.000	-0.189	291.000	0.392	293.000	1.175	0.007	-0.108	0.414	1.011	-94.070	0.088	0.002	59.000	1.541	39.513
60.000	130.000	-0.189	292.000	1.392	291.000	-0.825	-0.021	2.806	1.328	-0.360	-94.090	0.068	0.001	60.000	1.541	39.513

Nota. Por motivos de extensión, en este anexo se presenta únicamente la primera hoja del registro.

La base de datos completa se encuentra disponible en formato digital previa solicitud a los tesistas

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
TESIS: "INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"
TIPO DE SUELO: COHESIVO MURO TIPO III: CONFIGURACION SOLO TALON N° DE CORRIDA: PRIMERA

Tiempo total de ensayo (s)	S1(mm)	ΔS1 (medido) (mm)	S2(mm)	ΔS2 (medido) (mm)	S3(mm)	ΔS3 (medido) (mm)	k ((ΔS3-ΔS2)/(z_3-z_2))	u(o) (ΔS2-(z_2)(k))	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Roll (θ) (°)	Δθ (°)	Δθ (rad)	Tiempo de carga (s)	Peso total (P) (kgf)	q (kgf/m2)
0.000	91.000	0.018	294.000	-0.638	288.000	0.367	0.010	-1.260	-0.590	0.176	-93.310	0.476	0.008	0.000	1.541	39.513
1.000	91.000	0.018	294.000	-0.638	288.000	0.367	0.010	-1.260	-0.590	0.176	-93.450	0.336	0.006	1.000	1.541	39.513
2.000	91.000	0.018	294.000	-0.638	289.000	1.367	0.019	-1.879	-0.542	0.985	-93.610	0.176	0.003	2.000	1.541	39.513
3.000	91.000	0.018	294.000	-0.638	288.000	0.367	0.010	-1.260	-0.590	0.176	-93.700	0.086	0.001	3.000	1.541	39.513
4.000	91.000	0.018	293.000	-1.638	288.000	0.367	0.019	-2.879	-1.542	-0.015	-93.660	0.126	0.002	4.000	1.541	39.513
5.000	90.000	-0.982	291.000	-3.638	288.000	0.367	0.038	-6.117	-3.447	-0.396	-93.710	0.076	0.001	5.000	1.541	39.513
6.000	90.000	-0.982	294.000	-0.638	287.000	-0.633	0.000	-0.640	-0.637	-0.634	-93.430	0.356	0.006	6.000	1.541	39.513
7.000	91.000	0.018	294.000	-0.638	286.000	-1.633	-0.009	-0.021	-0.685	-1.443	-93.590	0.196	0.003	7.000	1.541	39.513
8.000	90.000	-0.982	294.000	-0.638	288.000	0.367	0.010	-1.260	-0.590	0.176	-93.490	0.296	0.005	8.000	1.541	39.513
9.000	89.000	-1.982	294.000	-0.638	288.000	0.367	0.010	-1.260	-0.590	0.176	-93.250	0.536	0.009	9.000	1.541	39.513
10.000	90.000	-0.982	293.000	-1.638	288.000	0.367	0.019	-2.879	-1.542	-0.015	-93.480	0.306	0.005	10.000	1.541	39.513
11.000	90.000	-0.982	293.000	-1.638	289.000	1.367	0.029	-3.498	-1.495	0.795	-93.950	-0.164	-0.003	11.000	1.541	39.513
12.000	91.000	0.018	295.000	0.362	287.000	-0.633	-0.009	0.979	0.315	-0.443	-94.110	-0.324	-0.006	12.000	1.541	39.513
13.000	90.000	-0.982	293.000	-1.638	288.000	0.367	0.019	-2.879	-1.542	-0.015	-94.000	-0.214	-0.004	13.000	1.541	39.513
14.000	90.000	-0.982	295.000	0.362	288.000	0.367	0.000	0.360	0.363	0.366	-94.160	-0.374	-0.007	14.000	1.541	39.513
15.000	90.000	-0.982	293.000	-1.638	289.000	1.367	0.029	-3.498	-1.495	0.795	-93.980	-0.194	-0.003	15.000	1.541	39.513
16.000	91.000	0.018	293.000	-1.638	289.000	1.367	0.029	-3.498	-1.495	0.795	-93.680	0.106	0.002	16.000	1.541	39.513
17.000	90.000	-0.982	294.000	-0.638	290.000	2.367	0.029	-2.498	-0.495	1.795	-93.850	-0.064	-0.001	17.000	1.541	39.513
18.000	90.000	-0.982	294.000	-0.638	288.000	0.367	0.010	-1.260	-0.590	0.176	-94.050	-0.264	-0.005	18.000	1.541	39.513
19.000	90.000	-0.982	294.000	-0.638	288.000	0.367	0.010	-1.260	-0.590	0.176	-93.750	0.036	0.001	19.000	1.541	39.513
20.000	90.000	-0.982	294.000	-0.638	288.000	0.367	0.010	-1.260	-0.590	0.176	-93.690	0.096	0.002	20.000	1.541	39.513
21.000	90.000	-0.982	295.000	0.362	287.000	-0.633	-0.009	0.979	0.315	-0.443	-93.580	0.206	0.004	21.000	1.541	39.513
22.000	89.000	-1.982	293.000	-1.638	289.000	1.367	0.029	-3.498	-1.495	0.795	-93.850	-0.064	-0.001	22.000	1.541	39.513
23.000	90.000	-0.982	294.000	-0.638	289.000	1.367	0.019	-1.879	-0.542	0.985	-93.890	-0.104	-0.002	23.000	1.541	39.513
24.000	89.000	-1.982	293.000	-1.638	289.000	1.367	0.029	-3.498	-1.495	0.795	-94.210	-0.424	-0.007	24.000	1.541	39.513
25.000	89.000	-1.982	293.000	-1.638	288.000	0.367	0.019	-2.879	-1.542	-0.015	-93.830	-0.044	-0.001	25.000	1.541	39.513
26.000	90.000	-0.982	295.000	0.362	290.000	2.367	0.019	-0.879	0.458	1.985	-93.450	0.336	0.006	26.000	1.541	39.513
27.000	90.000	-0.982	293.000	-1.638	288.000	0.367	0.019	-2.879	-1.542	-0.015	-93.800	-0.014	0.000	27.000	1.541	39.513
28.000	89.000	-1.982	295.000	0.362	289.000	1.367	0.010	-0.260	0.410	1.176	-93.660	0.126	0.002	28.000	1.541	39.513
29.000	90.000	-0.982	294.000	-0.638	288.000	0.367	0.010	-1.260	-0.590	0.176	-93.560	0.226	0.004	29.000	1.541	39.513
30.000	89.000	-1.982	295.000	0.362	287.000	-0.633	-0.009	0.979	0.315	-0.443	-93.680	0.106	0.002	30.000	1.541	39.513
31.000	90.000	-0.982	295.000	0.362	287.000	-0.633	-0.009	0.979	0.315	-0.443	-93.770	0.016	0.000	31.000	1.541	39.513
32.000	91.000	0.018	295.000	0.362	287.000	-0.633	-0.009	0.979	0.315	-0.443	-93.650	0.136	0.002	32.000	1.541	39.513
33.000	89.000	-1.982	294.000	-0.638	288.000	0.367	0.010	-1.260	-0.590	0.176	-93.270	0.516	0.009	33.000	1.541	39.513
34.000	90.000	-0.982	294.000	-0.638	288.000	0.367	0.010	-1.260	-0.590	0.176	-93.240	0.546	0.010	34.000	1.541	39.513
35.000	90.000	-0.982	294.000	-0.638	288.000	0.367	0.010	-1.260	-0.590	0.176	-93.580	0.206	0.004	35.000	1.541	39.513
36.000	90.000	-0.982	295.000	0.362	288.000	0.367	0.000	0.360	0.363	0.366	-93.750	0.036	0.001	36.000	1.541	39.513
37.000	90.000	-0.982	295.000	0.362	287.000	-0.633	-0.009	0.979	0.315	-0.443	-93.800	-0.014	0.000	37.000	1.541	39.513
38.000	90.000	-0.982	294.000	-0.638	288.000	0.367	0.010	-1.260	-0.590	0.176	-94.030	-0.244	-0.004	38.000	1.541	39.513
39.000	90.000	-0.982	295.000	0.362	288.000	0.367	0.000	0.360	0.363	0.366	-93.820	-0.034	-0.001	39.000	1.541	39.513
40.000	90.000	-0.982	293.000	-1.638	288.000	0.367	0.019	-2.879	-1.542	-0.015	-93.960	-0.174	-0.003	40.000	1.541	39.513
41.000	91.000	0.018	295.000	0.362	288.000	0.367	0.000	0.360	0.363	0.366	-93.740	0.046	0.001	41.000	1.541	39.513
42.000	90.000	-0.982	294.000	-0.638	288.000	0.367	0.010	-1.260	-0.590	0.176	-93.800	-0.014	0.000	42.000	1.541	39.513
43.000	90.000	-0.982	294.000	-0.638	287.000	-0.633	0.000	-0.640	-0.637	-0.634	-93.750	0.036	0.001	43.000	1.541	39.513
44.000	90.000	-0.982	294.000	-0.638	288.000	0.367	0.010	-1.260	-0.590	0.176	-93.670	0.116	0.002	44.000	1.541	39.513
45.000	90.000	-0.982	294.000	-0.638	288.000	0.367	0.010	-1.260	-0.590	0.176	-93.660	0.126	0.002	45.000	1.541	39.513
46.000	91.000	0.018	293.000	-1.638	288.000	0.367	0.019	-2.879	-1.542	-0.015	-93.780	0.006	0.000	46.000	1.541	39.513
47.000	91.000	0.018	293.000	-1.638	287.000	-0.633	0.010	-2.260	-1.590	-0.824	-93.930	-0.144	-0.003	47.000	1.541	39.513
48.000	89.000	-1.982	294.000	-0.638	287.000	-0.633	0.000	-0.640	-0.637	-0.634	-93.660	0.126	0.002	48.000	1.541	39.513
49.000	90.000	-0.982	293.000	-1.638	289.000	1.367	0.029	-3.498	-1.495	0.795	-93.530	0.256	0.004	49.000	1.541	39.513
50.000	90.000	-0.982	294.000	-0.638	288.000	0.367	0.010	-1.260	-0.590	0.176	-93.550	0.236	0.004	50.000	1.541	39.513
51.000	90.000	-0.982	293.000	-1.638	288.000	0.367	0.019	-2.879	-1.542	-0.015	-93.690	0.096	0.002	51.000	1.541	39.513
52.000	91.000	0.018	296.000	1.362	287.000	-0.633	-0.019	2.598	1.267	-0.253	-93.570	0.216	0.004	52.000	1.541	39.513
53.000	92.000	1.018	293.000	-1.638	287.000	-0.633	0.010	-2.260	-1.590	-0.824	-93.490	0.296	0.005	53.000	1.541	39.513
54.000	92.000	1.018	295.000	0.362	287.000	-0.633	-0.009	0.979	0.315	-0.443	-93.910	-0.124	-0.002	54.000	1.541	39.513
55.000	91.000	0.018	294.000	-0.638	289.000	1.367	0.019	-1.879	-0.542	0.985	-93.770	0.016	0.000	55.000	1.541	39.513
56.000	92.000	1.018	294.000	-0.638	288.000	0.367	0.010	-1.260	-0.590	0.176	-93.750	0.036	0.001	56.000	1.541	39.513
57.000	92.000	1.018	295.000	0.362	286.000	-1.633	-0.019	1.598	0.267	-1.253	-93.620	0.166	0.003	57.000	1.541	39.513
58.000	91.000	0.018	295.000	0.362	287.000	-0.633	-0.009	0.979	0.315	-0.443	-93.680	0.106	0.002	58.000	1.541	39.513
59.000	92.000	1.018	294.000	-0.638	287.000	-0.633	0.000	-0.640	-0.637	-0.634	-93.800	-0.014	0.000	59.000	1.541	39.513
60.000	91.000	0.018	294.000	-0.638	287.000	-0.633	0.000	-0.640	-0.637	-0.634	-93.950	-0.164	-0.003	60.000	1.541	39.513

Nota. Por motivos de extensión, en este anexo se presenta únicamente la primera hoja del registro.

La base de datos completa se encuentra disponible en formato digital previa solicitud a los tesistas

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
TESIS: "INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"
TIPO DE SUELO: COHESIVO MURO TIPO III: CONFIGURACION SOLO TALON N° DE CORRIDA: SEGUNDA

Tiempo total de ensayo (s)	S1(mm)	ΔS1 (medido) (mm)	S2(mm)	ΔS2 (medido) (mm)	S3(mm)	ΔS3 (medido) (mm)	k ((ΔS3-ΔS2)/(z_3-z_2))	u(o) (ΔS2-(z_2)(k))	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Roll (θ) (°)	Δθ (°)	Δθ (rad)	Tiempo de carga (s)	Peso total (P) (kgf)	q (kgf/m2)
0.000	92.000	-0.592	298.000	-1.051	298.000	0.519	0.015	-1.933	-0.886	0.310	-95.020	0.398	0.007	0.000	1.541	39.513
1.000	92.000	-0.592	298.000	-1.051	298.000	0.519	0.015	-1.933	-0.886	0.310	-95.160	0.258	0.004	1.000	1.541	39.513
2.000	92.000	-0.592	298.000	-1.051	299.000	1.519	0.024	-2.495	-0.782	1.176	-95.420	-0.002	0.000	2.000	1.541	39.513
3.000	92.000	-0.592	300.000	0.949	297.000	-0.481	-0.014	1.753	0.799	-0.290	-95.600	-0.182	-0.003	3.000	1.541	39.513
4.000	92.000	-0.592	298.000	-1.051	297.000	-0.481	0.005	-1.371	-0.991	-0.557	-95.240	0.178	0.003	4.000	1.541	39.513
5.000	92.000	-0.592	299.000	-0.051	296.000	-1.481	-0.014	0.753	-0.201	-1.290	-95.300	0.118	0.002	5.000	1.541	39.513
6.000	92.000	-0.592	297.000	-2.051	298.000	0.519	0.024	-3.495	-1.782	0.176	-95.150	0.268	0.005	6.000	1.541	39.513
7.000	92.000	-0.592	300.000	0.949	297.000	-0.481	-0.014	1.753	0.799	-0.290	-95.220	0.198	0.003	7.000	1.541	39.513
8.000	91.000	-1.592	297.000	-2.051	297.000	-0.481	0.015	-2.933	-1.886	-0.690	-95.460	-0.042	-0.001	8.000	1.541	39.513
9.000	92.000	-0.592	297.000	-2.051	297.000	-0.481	0.015	-2.933	-1.886	-0.690	-95.780	-0.362	-0.006	9.000	1.541	39.513
10.000	92.000	-0.592	300.000	0.949	298.000	0.519	-0.004	1.191	0.904	0.576	-95.720	-0.302	-0.005	10.000	1.541	39.513
11.000	91.000	-1.592	297.000	-2.051	300.000	2.519	0.044	-4.619	-1.572	1.910	-95.630	-0.212	-0.004	11.000	1.541	39.513
12.000	91.000	-1.592	298.000	-1.051	298.000	0.519	0.015	-1.933	-0.886	0.310	-95.340	0.078	0.001	12.000	1.541	39.513
13.000	92.000	-0.592	299.000	-0.051	297.000	-0.481	-0.004	0.191	-0.096	-0.424	-95.320	0.098	0.002	13.000	1.541	39.513
14.000	92.000	-0.592	299.000	-0.051	298.000	0.519	0.005	-0.371	0.009	0.443	-95.510	-0.092	-0.002	14.000	1.541	39.513
15.000	91.000	-1.592	298.000	-1.051	297.000	-0.481	0.005	-1.371	-0.991	-0.557	-95.280	0.138	0.002	15.000	1.541	39.513
16.000	92.000	-0.592	297.000	-2.051	298.000	0.519	0.024	-3.495	-1.782	0.176	-95.510	-0.092	-0.002	16.000	1.541	39.513
17.000	92.000	-0.592	298.000	-1.051	297.000	-0.481	0.005	-1.371	-0.991	-0.557	-95.440	-0.022	0.000	17.000	1.541	39.513
18.000	91.000	-1.592	298.000	-1.051	297.000	-0.481	0.005	-1.371	-0.991	-0.557	-95.690	-0.272	-0.005	18.000	1.541	39.513
19.000	92.000	-0.592	299.000	-0.051	297.000	-0.481	-0.004	0.191	-0.096	-0.424	-95.600	-0.182	-0.003	19.000	1.541	39.513
20.000	92.000	-0.592	298.000	-1.051	298.000	0.519	0.015	-1.933	-0.886	0.310	-95.520	-0.102	-0.002	20.000	1.541	39.513
21.000	92.000	-0.592	298.000	-1.051	297.000	-0.481	0.005	-1.371	-0.991	-0.557	-95.360	0.058	0.001	21.000	1.541	39.513
22.000	92.000	-0.592	297.000	-2.051	299.000	1.519	0.034	-4.057	-1.677	1.043	-95.460	-0.042	-0.001	22.000	1.541	39.513
23.000	92.000	-0.592	299.000	-0.051	296.000	-1.481	-0.014	0.753	-0.201	-1.290	-95.320	0.098	0.002	23.000	1.541	39.513
24.000	92.000	-0.592	299.000	-0.051	298.000	0.519	0.005	-0.371	0.009	0.443	-95.220	0.198	0.003	24.000	1.541	39.513
25.000	92.000	-0.592	299.000	-0.051	297.000	-0.481	-0.004	0.191	-0.096	-0.424	-95.310	0.108	0.002	25.000	1.541	39.513
26.000	92.000	-0.592	298.000	-1.051	296.000	-1.481	-0.004	-0.809	-1.096	-1.424	-95.040	0.378	0.007	26.000	1.541	39.513
27.000	93.000	0.408	300.000	0.949	297.000	-0.481	-0.014	1.753	0.799	-0.290	-95.350	0.068	0.001	27.000	1.541	39.513
28.000	93.000	0.408	300.000	0.949	296.000	-1.481	-0.023	2.314	0.694	-1.157	-95.650	-0.232	-0.004	28.000	1.541	39.513
29.000	92.000	-0.592	300.000	0.949	297.000	-0.481	-0.014	1.753	0.799	-0.290	-95.640	-0.222	-0.004	29.000	1.541	39.513
30.000	93.000	0.408	298.000	-1.051	298.000	0.519	0.015	-1.933	-0.886	0.310	-95.340	0.078	0.001	30.000	1.541	39.513
31.000	93.000	0.408	299.000	-0.051	298.000	0.519	0.005	-0.371	0.009	0.443	-95.300	0.118	0.002	31.000	1.541	39.513
32.000	92.000	-0.592	297.000	-2.051	297.000	-0.481	0.015	-2.933	-1.886	-0.690	-95.610	-0.192	-0.003	32.000	1.541	39.513
33.000	93.000	0.408	298.000	-1.051	299.000	1.519	0.024	-2.495	-0.782	1.176	-95.460	-0.042	-0.001	33.000	1.541	39.513
34.000	92.000	-0.592	297.000	-2.051	297.000	-0.481	0.015	-2.933	-1.886	-0.690	-95.450	-0.032	-0.001	34.000	1.541	39.513
35.000	93.000	0.408	299.000	-0.051	299.000	1.519	0.015	-0.933	0.114	1.310	-95.730	-0.312	-0.005	35.000	1.541	39.513
36.000	93.000	0.408	299.000	-0.051	298.000	0.519	0.005	-0.371	0.009	0.443	-95.570	-0.152	-0.003	36.000	1.541	39.513
37.000	93.000	0.408	299.000	-0.051	296.000	-1.481	-0.014	0.753	-0.201	-1.290	-95.700	-0.282	-0.005	37.000	1.541	39.513
38.000	93.000	0.408	298.000	-1.051	299.000	1.519	0.024	-2.495	-0.782	1.176	-95.400	0.018	0.000	38.000	1.541	39.513
39.000	92.000	-0.592	300.000	0.949	297.000	-0.481	-0.014	1.753	0.799	-0.290	-95.670	-0.252	-0.004	39.000	1.541	39.513
40.000	93.000	0.408	298.000	-1.051	298.000	0.519	0.015	-1.933	-0.886	0.310	-95.420	-0.002	0.000	40.000	1.541	39.513
41.000	92.000	-0.592	300.000	0.949	297.000	-0.481	-0.014	1.753	0.799	-0.290	-95.260	0.158	0.003	41.000	1.541	39.513
42.000	92.000	-0.592	299.000	-0.051	296.000	-1.481	-0.014	0.753	-0.201	-1.290	-95.410	0.008	0.000	42.000	1.541	39.513
43.000	93.000	0.408	297.000	-2.051	296.000	-1.481	0.005	-2.371	-1.991	-1.557	-95.330	0.088	0.002	43.000	1.541	39.513
44.000	93.000	0.408	298.000	-1.051	297.000	-0.481	0.005	-1.371	-0.991	-0.557	-95.280	0.138	0.002	44.000	1.541	39.513
45.000	93.000	0.408	298.000	-1.051	297.000	-0.481	0.005	-1.371	-0.991	-0.557	-95.400	0.018	0.000	45.000	1.541	39.513
46.000	93.000	0.408	299.000	-0.051	297.000	-0.481	-0.004	0.191	-0.096	-0.424	-95.500	-0.082	-0.001	46.000	1.541	39.513
47.000	92.000	-0.592	299.000	-0.051	297.000	-0.481	-0.004	0.191	-0.096	-0.424	-95.480	-0.062	-0.001	47.000	1.541	39.513
48.000	93.000	0.408	299.000	-0.051	298.000	0.519	0.005	-0.371	0.009	0.443	-95.380	0.038	0.001	48.000	1.541	39.513
49.000	93.000	0.408	298.000	-1.051	297.000	-0.481	0.005	-1.371	-0.991	-0.557	-95.350	0.068	0.001	49.000	1.541	39.513
50.000	93.000	0.408	299.000	-0.051	298.000	0.519	0.005	-0.371	0.009	0.443	-95.250	0.168	0.003	50.000	1.541	39.513
51.000	93.000	0.408	300.000	0.949	299.000	1.519	0.005	0.629	1.009	1.443	-95.340	0.078	0.001	51.000	1.541	39.513
52.000	93.000	0.408	300.000	0.949	298.000	0.519	-0.004	1.191	0.904	0.576	-95.180	0.238	0.004	52.000	1.541	39.513
53.000	93.000	0.408	298.000	-1.051	298.000	0.519	0.015	-1.933	-0.886	0.310	-95.220	0.198	0.003	53.000	1.541	39.513
54.000	94.000	1.408	300.000	0.949	296.000	-1.481	-0.023	2.314	0.694	-1.157	-95.360	0.058	0.001	54.000	1.541	39.513
55.000	93.000	0.408	299.000	-0.051	298.000	0.519	0.005	-0.371	0.009	0.443	-95.330	0.088	0.002	55.000	1.541	39.513
56.000	93.000	0.408	298.000	-1.051	296.000	-1.481	-0.004	-0.809	-1.096	-1.424	-95.500	-0.082	-0.001	56.000	1.541	39.513
57.000	93.000	0.408	298.000	-1.051	298.000	0.519	0.015	-1.933	-0.886	0.310	-95.240	0.178	0.003	57.000	1.541	39.513
58.000	93.000	0.408	300.000	0.949	298.000	0.519	-0.004	1.191	0.904	0.576	-95.600	-0.182	-0.003	58.000	1.541	39.513
59.000	94.000	1.408	299.000	-0.051	298.000	0.519	0.005	-0.371	0.009	0.443	-95.480	-0.062	-0.001	59.000	1.541	39.513
60.000	93.000	0.408	299.000	-0.051	297.000	-0.481	-0.004	0.191	-0.096	-0.424	-95.430	-0.012	0.000	60.000	1.541	39.513

Nota. Por motivos de extensión, en este anexo se presenta únicamente la primera hoja del registro.

La base de datos completa se encuentra disponible en formato digital previa solicitud a los tesistas

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
TESIS: "INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"
TIPO DE SUELO: COHESIVO MURO TIPO IV: CONFIGURACION CON PUNTERA Y TALON N° DE CORRIDA: PRIMERA

Tiempo total de ensayo (s)	S1(mm)	ΔS1 (medido) (mm)	S2(mm)	ΔS2 (medido) (mm)	S3(mm)	ΔS3 (medido) (mm)	k ((ΔS3-ΔS2)/(z_3-z_2))	u(o) (ΔS2-(z_2)(k))	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Roll (θ) (°)	Δθ (°)	Δθ (rad)	Tiempo de carga (s)	Peso total (P) (kgf)	q (kgf/m2)
0.000	76.000	0.693	282.000	1.543	284.000	-0.011	-0.015	2.461	1.425	0.240	-92.290	0.457	0.008	0.000	1.541	39.513
1.000	76.000	0.693	281.000	0.543	283.000	-1.011	-0.015	1.461	0.425	-0.760	-92.560	0.187	0.003	1.000	1.541	39.513
2.000	77.000	1.693	280.000	-0.457	285.000	0.989	0.014	-1.310	-0.347	0.755	-92.730	0.017	0.000	2.000	1.541	39.513
3.000	77.000	1.693	281.000	0.543	283.000	-1.011	-0.015	1.461	0.425	-0.760	-92.860	-0.113	-0.002	3.000	1.541	39.513
4.000	76.000	0.693	281.000	0.543	284.000	-0.011	-0.005	0.871	0.501	0.078	-92.840	-0.093	-0.002	4.000	1.541	39.513
5.000	76.000	0.693	280.000	-0.457	284.000	-0.011	0.004	-0.720	-0.423	-0.083	-92.730	0.017	0.000	5.000	1.541	39.513
6.000	76.000	0.693	281.000	0.543	283.000	-1.011	-0.015	1.461	0.425	-0.760	-92.840	-0.093	-0.002	6.000	1.541	39.513
7.000	76.000	0.693	280.000	-0.457	284.000	-0.011	0.004	-0.720	-0.423	-0.083	-92.950	-0.203	-0.004	7.000	1.541	39.513
8.000	75.000	-0.307	280.000	-0.457	284.000	-0.011	0.004	-0.720	-0.423	-0.083	-92.790	-0.043	-0.001	8.000	1.541	39.513
9.000	76.000	0.693	281.000	0.543	285.000	0.989	0.004	0.280	0.577	0.917	-92.820	-0.073	-0.001	9.000	1.541	39.513
10.000	76.000	0.693	280.000	-0.457	284.000	-0.011	0.004	-0.720	-0.423	-0.083	-92.650	0.097	0.002	10.000	1.541	39.513
11.000	76.000	0.693	280.000	-0.457	283.000	-1.011	-0.005	-0.129	-0.499	-0.922	-92.650	0.097	0.002	11.000	1.541	39.513
12.000	76.000	0.693	281.000	0.543	283.000	-1.011	-0.015	1.461	0.425	-0.760	-92.820	-0.073	-0.001	12.000	1.541	39.513
13.000	76.000	0.693	281.000	0.543	283.000	-1.011	-0.015	1.461	0.425	-0.760	-92.450	0.297	0.005	13.000	1.541	39.513
14.000	75.000	-0.307	280.000	-0.457	286.000	1.989	0.023	-1.901	-0.270	1.593	-92.560	0.187	0.003	14.000	1.541	39.513
15.000	76.000	0.693	281.000	0.543	287.000	2.989	0.023	-0.901	0.730	2.593	-92.440	0.307	0.005	15.000	1.541	39.513
16.000	76.000	0.693	280.000	-0.457	284.000	-0.011	0.004	-0.720	-0.423	-0.083	-92.720	0.027	0.000	16.000	1.541	39.513
17.000	76.000	0.693	281.000	0.543	283.000	-1.011	-0.015	1.461	0.425	-0.760	-93.060	-0.313	-0.005	17.000	1.541	39.513
18.000	76.000	0.693	281.000	0.543	284.000	-0.011	-0.005	0.871	0.501	0.078	-92.730	0.017	0.000	18.000	1.541	39.513
19.000	77.000	1.693	281.000	0.543	285.000	0.989	0.004	0.280	0.577	0.917	-92.500	0.247	0.004	19.000	1.541	39.513
20.000	76.000	0.693	279.000	-1.457	284.000	-0.011	0.014	-2.310	-1.347	-0.245	-92.630	0.117	0.002	20.000	1.541	39.513
21.000	76.000	0.693	281.000	0.543	284.000	-0.011	-0.005	0.871	0.501	0.078	-92.520	0.227	0.004	21.000	1.541	39.513
22.000	76.000	0.693	281.000	0.543	282.000	-2.011	-0.024	2.052	0.349	-1.598	-92.470	0.277	0.005	22.000	1.541	39.513
23.000	76.000	0.693	281.000	0.543	284.000	-0.011	-0.005	0.871	0.501	0.078	-92.700	0.047	0.001	23.000	1.541	39.513
24.000	75.000	-0.307	282.000	1.543	284.000	-0.011	-0.015	2.461	1.425	0.240	-92.880	-0.133	-0.002	24.000	1.541	39.513
25.000	76.000	0.693	281.000	0.543	286.000	1.989	0.014	-0.310	0.653	1.755	-92.720	0.027	0.000	25.000	1.541	39.513
26.000	76.000	0.693	281.000	0.543	285.000	0.989	0.004	0.280	0.577	0.917	-92.580	0.167	0.003	26.000	1.541	39.513
27.000	76.000	0.693	279.000	-1.457	283.000	-1.011	0.004	-1.720	-1.423	-1.083	-92.740	0.007	0.000	27.000	1.541	39.513
28.000	75.000	-0.307	280.000	-0.457	283.000	-1.011	-0.005	-0.129	-0.499	-0.922	-92.420	0.327	0.006	28.000	1.541	39.513
29.000	76.000	0.693	281.000	0.543	284.000	-0.011	-0.005	0.871	0.501	0.078	-92.370	0.377	0.007	29.000	1.541	39.513
30.000	75.000	-0.307	280.000	-0.457	284.000	-0.011	0.004	-0.720	-0.423	-0.083	-92.570	0.177	0.003	30.000	1.541	39.513
31.000	76.000	0.693	281.000	0.543	285.000	0.989	0.004	0.280	0.577	0.917	-92.680	0.067	0.001	31.000	1.541	39.513
32.000	76.000	0.693	281.000	0.543	284.000	-0.011	-0.005	0.871	0.501	0.078	-92.790	-0.043	-0.001	32.000	1.541	39.513
33.000	76.000	0.693	279.000	-1.457	283.000	-1.011	0.004	-1.720	-1.423	-1.083	-92.970	-0.223	-0.004	33.000	1.541	39.513
34.000	76.000	0.693	282.000	1.543	284.000	-0.011	-0.015	2.461	1.425	0.240	-92.610	0.137	0.002	34.000	1.541	39.513
35.000	75.000	-0.307	281.000	0.543	285.000	0.989	0.004	0.280	0.577	0.917	-92.660	0.087	0.002	35.000	1.541	39.513
36.000	76.000	0.693	282.000	1.543	282.000	-2.011	-0.034	3.642	1.272	-1.436	-92.870	-0.123	-0.002	36.000	1.541	39.513
37.000	75.000	-0.307	282.000	1.543	285.000	0.989	-0.005	1.871	1.501	1.078	-92.910	-0.163	-0.003	37.000	1.541	39.513
38.000	76.000	0.693	280.000	-0.457	285.000	0.989	0.014	-1.310	-0.347	0.755	-93.150	-0.403	-0.007	38.000	1.541	39.513
39.000	76.000	0.693	280.000	-0.457	284.000	-0.011	0.004	-0.720	-0.423	-0.083	-93.040	-0.293	-0.005	39.000	1.541	39.513
40.000	75.000	-0.307	280.000	-0.457	283.000	-1.011	-0.005	-0.129	-0.499	-0.922	-93.170	-0.423	-0.007	40.000	1.541	39.513
41.000	76.000	0.693	281.000	0.543	284.000	-0.011	-0.005	0.871	0.501	0.078	-92.890	-0.143	-0.003	41.000	1.541	39.513
42.000	76.000	0.693	281.000	0.543	283.000	-1.011	-0.015	1.461	0.425	-0.760	-92.910	-0.163	-0.003	42.000	1.541	39.513
43.000	75.000	-0.307	282.000	1.543	283.000	-1.011	-0.024	3.052	1.349	-0.598	-92.350	0.397	0.007	43.000	1.541	39.513
44.000	76.000	0.693	282.000	1.543	284.000	-0.011	-0.015	2.461	1.425	0.240	-92.440	0.307	0.005	44.000	1.541	39.513
45.000	76.000	0.693	282.000	1.543	283.000	-1.011	-0.024	3.052	1.349	-0.598	-92.640	0.107	0.002	45.000	1.541	39.513
46.000	75.000	-0.307	281.000	0.543	284.000	-0.011	-0.005	0.871	0.501	0.078	-92.530	0.217	0.004	46.000	1.541	39.513
47.000	76.000	0.693	281.000	0.543	285.000	0.989	0.004	0.280	0.577	0.917	-92.910	-0.163	-0.003	47.000	1.541	39.513
48.000	76.000	0.693	280.000	-0.457	285.000	0.989	0.014	-1.310	-0.347	0.755	-92.840	-0.093	-0.002	48.000	1.541	39.513
49.000	76.000	0.693	280.000	-0.457	284.000	-0.011	0.004	-0.720	-0.423	-0.083	-92.660	0.087	0.002	49.000	1.541	39.513
50.000	76.000	0.693	283.000	2.543	283.000	-1.011	-0.034	4.642	2.272	-0.436	-92.650	0.097	0.002	50.000	1.541	39.513
51.000	75.000	-0.307	280.000	-0.457	284.000	-0.011	0.004	-0.720	-0.423	-0.083	-92.820	-0.073	-0.001	51.000	1.541	39.513
52.000	75.000	-0.307	280.000	-0.457	286.000	1.989	0.023	-1.901	-0.270	1.593	-92.660	0.087	0.002	52.000	1.541	39.513
53.000	76.000	0.693	279.000	-1.457	285.000	0.989	0.023	-2.901	-1.270	0.593	-92.850	-0.103	-0.002	53.000	1.541	39.513
54.000	75.000	-0.307	282.000	1.543	285.000	0.989	-0.005	1.871	1.501	1.078	-92.700	0.047	0.001	54.000	1.541	39.513
55.000	75.000	-0.307	281.000	0.543	285.000	0.989	0.004	0.280	0.577	0.917	-92.650	0.097	0.002	55.000	1.541	39.513
56.000	75.000	-0.307	280.000	-0.457	285.000	0.989	0.014	-1.310	-0.347	0.755	-92.630	0.117	0.002	56.000	1.541	39.513
57.000	75.000	-0.307	280.000	-0.457	285.000	0.989	0.014	-1.310	-0.347	0.755	-92.820	-0.073	-0.001	57.000	1.541	39.513
58.000	75.000	-0.307	279.000	-1.457	284.000	-0.011	0.014	-2.310	-1.347	-0.245	-92.870	-0.123	-0.002	58.000	1.541	39.513
59.000	75.000	-0.307	281.000	0.543	282.000	-2.011	-0.024	2.052	0.349	-1.598	-92.960	-0.213	-0.004	59.000	1.541	39.513
60.000	76.000	0.693	279.000	-1.457	283.000	-1.011	0.004	-1.720	-1.423	-1.083	-93.060	-0.313	-0.005	60.000	1.541	39.513

Nota. Por motivos de extensión, en este anexo se presenta únicamente la primera hoja del registro.

La base de datos completa se encuentra disponible en formato digital previa solicitud a los tesistas

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
TESIS: "INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"
TIPO DE SUELO: COHESIVO MURO TIPO IV: CONFIGURACION CON PUNTERA Y TALON N° DE CORRIDA: SEGUNDA

Tiempo total de ensayo (s)	S1(mm)	ΔS1 (medido) (mm)	S2(mm)	ΔS2 (medido) (mm)	S3(mm)	ΔS3 (medido) (mm)	k ((ΔS3-ΔS2)/(z_3-z_2))	u(o) (ΔS2-(z_2)(k))	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Roll (θ) (°)	Δθ (°)	Δθ (rad)	Tiempo de carga (s)	Peso total (P) (kgf)	q (kgf/m2)
0.000	81.000	0.094	284.000	-0.898	287.000	1.965	0.027	-2.288	-0.380	1.801	-95.310	0.609	0.011	0.000	1.541	39.513
1.000	81.000	0.094	284.000	-0.898	286.000	0.965	0.018	-1.802	-0.561	0.858	-95.580	0.339	0.006	1.000	1.541	39.513
2.000	81.000	0.094	285.000	0.102	287.000	1.965	0.018	-0.802	0.439	1.858	-95.600	0.319	0.006	2.000	1.541	39.513
3.000	81.000	0.094	285.000	0.102	286.000	0.965	0.008	-0.316	0.258	0.915	-95.840	0.079	0.001	3.000	1.541	39.513
4.000	81.000	0.094	285.000	0.102	286.000	0.965	0.008	-0.316	0.258	0.915	-96.030	-0.111	-0.002	4.000	1.541	39.513
5.000	80.000	-0.906	285.000	0.102	286.000	0.965	0.008	-0.316	0.258	0.915	-95.990	-0.071	-0.001	5.000	1.541	39.513
6.000	81.000	0.094	285.000	0.102	287.000	1.965	0.018	-0.802	0.439	1.858	-96.110	-0.191	-0.003	6.000	1.541	39.513
7.000	81.000	0.094	285.000	0.102	286.000	0.965	0.008	-0.316	0.258	0.915	-95.920	-0.001	0.000	7.000	1.541	39.513
8.000	81.000	0.094	285.000	0.102	286.000	0.965	0.008	-0.316	0.258	0.915	-95.800	0.119	0.002	8.000	1.541	39.513
9.000	80.000	-0.906	284.000	-0.898	283.000	-2.035	-0.011	-0.345	-1.104	-1.970	-95.960	-0.041	-0.001	9.000	1.541	39.513
10.000	80.000	-0.906	285.000	0.102	287.000	1.965	0.018	-0.802	0.439	1.858	-96.100	-0.181	-0.003	10.000	1.541	39.513
11.000	81.000	0.094	286.000	1.102	286.000	0.965	-0.001	1.169	1.077	0.972	-96.090	-0.171	-0.003	11.000	1.541	39.513
12.000	80.000	-0.906	284.000	-0.898	286.000	0.965	0.018	-1.802	-0.561	0.858	-96.020	-0.101	-0.002	12.000	1.541	39.513
13.000	81.000	0.094	284.000	-0.898	284.000	-1.035	-0.001	-0.831	-0.923	-1.028	-96.160	-0.241	-0.004	13.000	1.541	39.513
14.000	81.000	0.094	285.000	0.102	284.000	-1.035	-0.011	0.655	-0.104	-0.970	-96.000	-0.081	-0.001	14.000	1.541	39.513
15.000	82.000	1.094	286.000	1.102	286.000	0.965	-0.001	1.169	1.077	0.972	-95.710	0.209	0.004	15.000	1.541	39.513
16.000	81.000	0.094	286.000	1.102	287.000	1.965	0.008	0.684	1.258	1.915	-95.810	0.109	0.002	16.000	1.541	39.513
17.000	82.000	1.094	284.000	-0.898	285.000	-0.035	0.008	-1.316	-0.742	-0.085	-95.840	0.079	0.001	17.000	1.541	39.513
18.000	82.000	1.094	284.000	-0.898	285.000	-0.035	0.008	-1.316	-0.742	-0.085	-95.790	0.129	0.002	18.000	1.541	39.513
19.000	81.000	0.094	285.000	0.102	286.000	0.965	0.008	-0.316	0.258	0.915	-95.980	-0.061	-0.001	19.000	1.541	39.513
20.000	81.000	0.094	286.000	1.102	285.000	-0.035	-0.011	1.655	0.896	0.030	-96.310	-0.391	-0.007	20.000	1.541	39.513
21.000	80.000	-0.906	285.000	0.102	284.000	-1.035	-0.011	0.655	-0.104	-0.970	-96.260	-0.341	-0.006	21.000	1.541	39.513
22.000	82.000	1.094	285.000	0.102	285.000	-0.035	-0.001	0.169	0.077	-0.028	-96.430	-0.511	-0.009	22.000	1.541	39.513
23.000	81.000	0.094	285.000	0.102	285.000	-0.035	-0.001	0.169	0.077	-0.028	-96.150	-0.231	-0.004	23.000	1.541	39.513
24.000	81.000	0.094	286.000	1.102	285.000	-0.035	-0.011	1.655	0.896	0.030	-95.800	0.119	0.002	24.000	1.541	39.513
25.000	81.000	0.094	286.000	1.102	286.000	0.965	-0.001	1.169	1.077	0.972	-95.790	0.129	0.002	25.000	1.541	39.513
26.000	81.000	0.094	284.000	-0.898	284.000	-1.035	-0.001	-0.831	-0.923	-1.028	-95.580	0.339	0.006	26.000	1.541	39.513
27.000	81.000	0.094	284.000	-0.898	285.000	-0.035	0.008	-1.316	-0.742	-0.085	-95.450	0.469	0.008	27.000	1.541	39.513
28.000	81.000	0.094	286.000	1.102	286.000	0.965	-0.001	1.169	1.077	0.972	-95.670	0.249	0.004	28.000	1.541	39.513
29.000	81.000	0.094	285.000	0.102	286.000	0.965	0.008	-0.316	0.258	0.915	-95.580	0.339	0.006	29.000	1.541	39.513
30.000	82.000	1.094	284.000	-0.898	287.000	1.965	0.027	-2.288	-0.380	1.801	-95.910	0.009	0.000	30.000	1.541	39.513
31.000	81.000	0.094	284.000	-0.898	287.000	1.965	0.027	-2.288	-0.380	1.801	-95.830	0.089	0.002	31.000	1.541	39.513
32.000	81.000	0.094	283.000	-1.898	284.000	-1.035	0.008	-2.316	-1.742	-1.085	-96.070	-0.151	-0.003	32.000	1.541	39.513
33.000	81.000	0.094	286.000	1.102	285.000	-0.035	-0.011	1.655	0.896	0.030	-95.870	0.049	0.001	33.000	1.541	39.513
34.000	81.000	0.094	285.000	0.102	286.000	0.965	0.008	-0.316	0.258	0.915	-96.000	-0.081	-0.001	34.000	1.541	39.513
35.000	81.000	0.094	285.000	0.102	286.000	0.965	0.008	-0.316	0.258	0.915	-96.050	-0.131	-0.002	35.000	1.541	39.513
36.000	81.000	0.094	283.000	-1.898	285.000	-0.035	0.018	-2.802	-1.561	-0.142	-96.040	-0.121	-0.002	36.000	1.541	39.513
37.000	81.000	0.094	285.000	0.102	285.000	-0.035	-0.001	0.169	0.077	-0.028	-95.750	0.169	0.003	37.000	1.541	39.513
38.000	81.000	0.094	285.000	0.102	285.000	-0.035	-0.001	0.169	0.077	-0.028	-95.970	-0.051	-0.001	38.000	1.541	39.513
39.000	82.000	1.094	285.000	0.102	285.000	-0.035	-0.001	0.169	0.077	-0.028	-95.680	0.239	0.004	39.000	1.541	39.513
40.000	81.000	0.094	285.000	0.102	286.000	0.965	0.008	-0.316	0.258	0.915	-95.710	0.209	0.004	40.000	1.541	39.513
41.000	82.000	1.094	286.000	1.102	285.000	-0.035	-0.011	1.655	0.896	0.030	-95.860	0.059	0.001	41.000	1.541	39.513
42.000	81.000	0.094	283.000	-1.898	284.000	-1.035	0.008	-2.316	-1.742	-1.085	-95.940	-0.021	0.000	42.000	1.541	39.513
43.000	82.000	1.094	284.000	-0.898	283.000	-2.035	-0.011	-0.345	-1.104	-1.970	-96.290	-0.371	-0.006	43.000	1.541	39.513
44.000	81.000	0.094	284.000	-0.898	284.000	-1.035	-0.001	-0.831	-0.923	-1.028	-96.030	-0.111	-0.002	44.000	1.541	39.513
45.000	81.000	0.094	287.000	2.102	284.000	-1.035	-0.030	3.626	1.535	-0.856	-96.220	-0.301	-0.005	45.000	1.541	39.513
46.000	82.000	1.094	286.000	1.102	284.000	-1.035	-0.020	2.141	0.716	-0.913	-96.300	-0.381	-0.007	46.000	1.541	39.513
47.000	81.000	0.094	285.000	0.102	285.000	-0.035	-0.001	0.169	0.077	-0.028	-96.300	-0.381	-0.007	47.000	1.541	39.513
48.000	82.000	1.094	285.000	0.102	286.000	0.965	0.008	-0.316	0.258	0.915	-95.780	0.139	0.002	48.000	1.541	39.513
49.000	82.000	1.094	285.000	0.102	284.000	-1.035	-0.011	0.655	-0.104	-0.970	-96.090	-0.171	-0.003	49.000	1.541	39.513
50.000	82.000	1.094	286.000	1.102	283.000	-2.035	-0.030	2.626	0.535	-1.856	-95.750	0.169	0.003	50.000	1.541	39.513
51.000	81.000	0.094	285.000	0.102	283.000	-2.035	-0.020	1.141	-0.284	-1.913	-95.790	0.129	0.002	51.000	1.541	39.513
52.000	81.000	0.094	285.000	0.102	287.000	1.965	0.018	-0.802	0.439	1.858	-95.910	0.009	0.000	52.000	1.541	39.513
53.000	82.000	1.094	284.000	-0.898	284.000	-1.035	-0.001	-0.831	-0.923	-1.028	-95.820	0.099	0.002	53.000	1.541	39.513
54.000	81.000	0.094	285.000	0.102	284.000	-1.035	-0.011	0.655	-0.104	-0.970	-95.830	0.089	0.002	54.000	1.541	39.513
55.000	82.000	1.094	284.000	-0.898	283.000	-2.035	-0.011	-0.345	-1.104	-1.970	-96.040	-0.121	-0.002	55.000	1.541	39.513
56.000	82.000	1.094	285.000	0.102	285.000	-0.035	-0.001	0.169	0.077	-0.028	-95.630	0.289	0.005	56.000	1.541	39.513
57.000	81.000	0.094	285.000	0.102	284.000	-1.035	-0.011	0.655	-0.104	-0.970	-95.670	0.249	0.004	57.000	1.541	39.513
58.000	82.000	1.094	284.000	-0.898	284.000	-1.035	-0.001	-0.831	-0.923	-1.028	-95.560	0.359	0.006	58.000	1.541	39.513
59.000	82.000	1.094	285.000	0.102	284.000	-1.035	-0.011	0.655	-0.104	-0.970	-95.800	0.119	0.002	59.000	1.541	39.513
60.000	82.000	1.094	285.000	0.102	287.000	1.965	0.018	-0.802	0.439	1.858	-96.140	-0.221	-0.004	60.000	1.541	39.513

Nota. Por motivos de extensión, en este anexo se presenta únicamente la primera hoja del registro.

La base de datos completa se encuentra disponible en formato digital previa solicitud a los tesistas

Anexo G: Datos de Sensores – Suelo Granular

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
TESIS: "INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"
TIPO DE SUELO: GRANULAR MURO TIPO I: CONFIGURACION SIN PUNTERA NI TALON N° DE CORRIDA: PRIMERA

Tiempo total de ensayo (s)	S1(mm)	ΔS1 (medido) (mm)	S2(mm)	ΔS2 (medido) (mm)	S3(mm)	ΔS3 (medido) (mm)	k ((ΔS3-ΔS2)/(z_3-z_2))	u(o) (ΔS2-(z_2)(k))	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Roll (θ) (°)	Δθ (°)	Δθ (rad)	Tiempo de carga (s)	Peso total (P) (kgf)	q (kgf/m2)
0.000	102.000	-1.030	259.000	-1.165	260.000	-0.607	0.005	-1.500	-1.128	-0.703	-95.540	0.367	0.006	0.000	1.541	39.513
1.000	103.000	-0.030	260.000	-0.165	260.000	-0.607	-0.004	0.100	-0.195	-0.531	-95.260	0.647	0.011	1.000	1.541	39.513
2.000	103.000	-0.030	261.000	0.835	261.000	0.393	-0.004	1.100	0.805	0.469	-95.410	0.497	0.009	2.000	1.541	39.513
3.000	103.000	-0.030	260.000	-0.165	262.000	1.393	0.015	-1.100	-0.061	1.126	-95.460	0.447	0.008	3.000	1.541	39.513
4.000	103.000	-0.030	260.000	-0.165	260.000	-0.607	-0.004	0.100	-0.195	-0.531	-95.690	0.217	0.004	4.000	1.541	39.513
5.000	103.000	-0.030	260.000	-0.165	260.000	-0.607	-0.004	0.100	-0.195	-0.531	-96.030	-0.123	-0.002	5.000	1.541	39.513
6.000	102.000	-1.030	260.000	-0.165	260.000	-0.607	-0.004	0.100	-0.195	-0.531	-96.000	-0.093	-0.002	6.000	1.541	39.513
7.000	103.000	-0.030	259.000	-1.165	260.000	-0.607	0.005	-1.500	-1.128	-0.703	-95.970	-0.063	-0.001	7.000	1.541	39.513
8.000	103.000	-0.030	260.000	-0.165	260.000	-0.607	-0.004	0.100	-0.195	-0.531	-95.710	0.197	0.003	8.000	1.541	39.513
9.000	103.000	-0.030	260.000	-0.165	261.000	0.393	0.005	-0.500	-0.128	0.297	-95.680	0.227	0.004	9.000	1.541	39.513
10.000	103.000	-0.030	260.000	-0.165	260.000	-0.607	-0.004	0.100	-0.195	-0.531	-96.040	-0.133	-0.002	10.000	1.541	39.513
11.000	103.000	-0.030	260.000	-0.165	261.000	0.393	0.005	-0.500	-0.128	0.297	-96.100	-0.193	-0.003	11.000	1.541	39.513
12.000	104.000	0.970	261.000	0.835	260.000	-0.607	-0.014	1.700	0.739	-0.360	-96.180	-0.273	-0.005	12.000	1.541	39.513
13.000	103.000	-0.030	259.000	-1.165	260.000	-0.607	0.005	-1.500	-1.128	-0.703	-96.050	-0.143	-0.003	13.000	1.541	39.513
14.000	103.000	-0.030	260.000	-0.165	261.000	0.393	0.005	-0.500	-0.128	0.297	-95.930	-0.023	0.000	14.000	1.541	39.513
15.000	103.000	-0.030	259.000	-1.165	261.000	0.393	0.015	-2.100	-1.061	0.126	-95.680	0.227	0.004	15.000	1.541	39.513
16.000	103.000	-0.030	259.000	-1.165	261.000	0.393	0.015	-2.100	-1.061	0.126	-95.830	0.077	0.001	16.000	1.541	39.513
17.000	103.000	-0.030	260.000	-0.165	260.000	-0.607	-0.004	0.100	-0.195	-0.531	-95.740	0.167	0.003	17.000	1.541	39.513
18.000	103.000	-0.030	259.000	-1.165	261.000	0.393	0.015	-2.100	-1.061	0.126	-95.750	0.157	0.003	18.000	1.541	39.513
19.000	103.000	-0.030	260.000	-0.165	261.000	0.393	0.005	-0.500	-0.128	0.297	-95.650	0.257	0.004	19.000	1.541	39.513
20.000	103.000	-0.030	259.000	-1.165	261.000	0.393	0.015	-2.100	-1.061	0.126	-95.810	0.097	0.002	20.000	1.541	39.513
21.000	103.000	-0.030	259.000	-1.165	261.000	0.393	0.015	-2.100	-1.061	0.126	-95.960	-0.053	-0.001	21.000	1.541	39.513
22.000	103.000	-0.030	259.000	-1.165	260.000	-0.607	0.005	-1.500	-1.128	-0.703	-95.890	0.017	0.000	22.000	1.541	39.513
23.000	103.000	-0.030	260.000	-0.165	262.000	1.393	0.015	-1.100	-0.061	1.126	-96.220	-0.313	-0.005	23.000	1.541	39.513
24.000	102.000	-1.030	259.000	-1.165	262.000	1.393	0.024	-2.700	-0.995	0.954	-96.000	-0.093	-0.002	24.000	1.541	39.513
25.000	103.000	-0.030	260.000	-0.165	260.000	-0.607	-0.004	0.100	-0.195	-0.531	-95.890	0.017	0.000	25.000	1.541	39.513
26.000	103.000	-0.030	260.000	-0.165	260.000	-0.607	-0.004	0.100	-0.195	-0.531	-96.240	-0.333	-0.006	26.000	1.541	39.513
27.000	102.000	-1.030	261.000	0.835	261.000	0.393	-0.004	1.100	0.805	0.469	-96.030	-0.123	-0.002	27.000	1.541	39.513
28.000	102.000	-1.030	260.000	-0.165	261.000	0.393	0.005	-0.500	-0.128	0.297	-96.070	-0.163	-0.003	28.000	1.541	39.513
29.000	102.000	-1.030	259.000	-1.165	262.000	1.393	0.024	-2.700	-0.995	0.954	-96.120	-0.213	-0.004	29.000	1.541	39.513
30.000	103.000	-0.030	261.000	0.835	260.000	-0.607	-0.014	1.700	0.739	-0.360	-95.830	0.077	0.001	30.000	1.541	39.513
31.000	103.000	-0.030	260.000	-0.165	261.000	0.393	0.005	-0.500	-0.128	0.297	-95.670	0.237	0.004	31.000	1.541	39.513
32.000	102.000	-1.030	261.000	0.835	260.000	-0.607	-0.014	1.700	0.739	-0.360	-95.830	0.077	0.001	32.000	1.541	39.513
33.000	103.000	-0.030	259.000	-1.165	261.000	0.393	0.015	-2.100	-1.061	0.126	-95.700	0.207	0.004	33.000	1.541	39.513
34.000	102.000	-1.030	260.000	-0.165	260.000	-0.607	-0.004	0.100	-0.195	-0.531	-95.420	0.487	0.008	34.000	1.541	39.513
35.000	104.000	0.970	261.000	0.835	260.000	-0.607	-0.014	1.700	0.739	-0.360	-95.840	0.067	0.001	35.000	1.541	39.513
36.000	103.000	-0.030	261.000	0.835	262.000	1.393	0.005	0.500	0.872	1.297	-95.510	0.397	0.007	36.000	1.541	39.513
37.000	102.000	-1.030	260.000	-0.165	261.000	0.393	0.005	-0.500	-0.128	0.297	-95.610	0.297	0.005	37.000	1.541	39.513
38.000	102.000	-1.030	260.000	-0.165	260.000	-0.607	-0.004	0.100	-0.195	-0.531	-95.700	0.207	0.004	38.000	1.541	39.513
39.000	103.000	-0.030	260.000	-0.165	260.000	-0.607	-0.004	0.100	-0.195	-0.531	-95.500	0.407	0.007	39.000	1.541	39.513
40.000	102.000	-1.030	261.000	0.835	261.000	0.393	-0.004	1.100	0.805	0.469	-95.770	0.137	0.002	40.000	1.541	39.513
41.000	102.000	-1.030	259.000	-1.165	260.000	-0.607	0.005	-1.500	-1.128	-0.703	-95.730	0.177	0.003	41.000	1.541	39.513
42.000	102.000	-1.030	260.000	-0.165	260.000	-0.607	-0.004	0.100	-0.195	-0.531	-95.940	-0.033	-0.001	42.000	1.541	39.513
43.000	103.000	-0.030	259.000	-1.165	260.000	-0.607	0.005	-1.500	-1.128	-0.703	-95.850	0.057	0.001	43.000	1.541	39.513
44.000	103.000	-0.030	259.000	-1.165	261.000	0.393	0.015	-2.100	-1.061	0.126	-96.090	-0.183	-0.003	44.000	1.541	39.513
45.000	102.000	-1.030	261.000	0.835	260.000	-0.607	-0.014	1.700	0.739	-0.360	-95.940	-0.033	-0.001	45.000	1.541	39.513
46.000	102.000	-1.030	260.000	-0.165	260.000	-0.607	-0.004	0.100	-0.195	-0.531	-95.960	-0.053	-0.001	46.000	1.541	39.513
47.000	102.000	-1.030	260.000	-0.165	261.000	0.393	0.005	-0.500	-0.128	0.297	-95.940	-0.033	-0.001	47.000	1.541	39.513
48.000	102.000	-1.030	261.000	0.835	261.000	0.393	-0.004	1.100	0.805	0.469	-96.010	-0.103	-0.002	48.000	1.541	39.513
49.000	103.000	-0.030	259.000	-1.165	261.000	0.393	0.015	-2.100	-1.061	0.126	-95.790	0.117	0.002	49.000	1.541	39.513
50.000	102.000	-1.030	260.000	-0.165	261.000	0.393	0.005	-0.500	-0.128	0.297	-96.010	-0.103	-0.002	50.000	1.541	39.513
51.000	102.000	-1.030	259.000	-1.165	261.000	0.393	0.015	-2.100	-1.061	0.126	-96.020	-0.113	-0.002	51.000	1.541	39.513
52.000	102.000	-1.030	261.000	0.835	261.000	0.393	-0.004	1.100	0.805	0.469	-95.690	0.217	0.004	52.000	1.541	39.513
53.000	102.000	-1.030	261.000	0.835	261.000	0.393	-0.004	1.100	0.805	0.469	-95.900	0.007	0.000	53.000	1.541	39.513
54.000	102.000	-1.030	261.000	0.835	261.000	0.393	-0.004	1.100	0.805	0.469	-95.930	-0.023	0.000	54.000	1.541	39.513
55.000	102.000	-1.030	259.000	-1.165	260.000	-0.607	0.005	-1.500	-1.128	-0.703	-96.010	-0.103	-0.002	55.000	1.541	39.513
56.000	102.000	-1.030	260.000	-0.165	261.000	0.393	0.005	-0.500	-0.128	0.297	-96.160	-0.253	-0.004	56.000	1.541	39.513
57.000	103.000	-0.030	260.000	-0.165	261.000	0.393	0.005	-0.500	-0.128	0.297	-96.090	-0.183	-0.003	57.000	1.541	39.513
58.000	102.000	-1.030	260.000	-0.165	262.000	1.393	0.015	-1.100	-0.061	1.126	-96.100	-0.193	-0.003	58.000	1.541	39.513
59.000	103.000	-0.030	260.000	-0.165	260.000	-0.607	-0.004	0.100	-0.195	-0.531	-95.820	0.087	0.002	59.000	1.541	39.513
60.000	103.000	-0.030	260.000	-0.165	261.000	0.393	0.005	-0.500	-0.128	0.297	-95.780	0.127	0.002	60.000	1.541	39.513

Nota. Por motivos de extensión, en este anexo se presenta únicamente la primera hoja del registro.

La base de datos completa se encuentra disponible en formato digital previa solicitud a los tesistas

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
TESIS: "INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"
TIPO DE SUELO: GRANULAR MURO TIPO I: CONFIGURACION SIN PUNTERA NI TALON N° DE CORRIDA: SEGUNDA

Tiempo total de ensayo (s)	S1(mm)	ΔS1 (medido) (mm)	S2(mm)	ΔS2 (medido) (mm)	S3(mm)	ΔS3 (medido) (mm)	k ((ΔS3-ΔS2)/(z3-z2))	u(o) (ΔS2-(z2)(k))	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Roll (θ) (°)	Δθ (°)	Δθ (rad)	Tiempo de carga (s)	Peso total (P) (kgf)	q (kgf/m2)
0.000	113.000	1.153	246.000	-0.019	241.000	-1.265	-0.012	0.741	-0.090	-1.040	-94.600	0.600	0.010	0.000	1.541	39.513
1.000	113.000	1.153	246.000	-0.019	243.000	0.735	0.007	-0.478	0.024	0.599	-94.890	0.310	0.005	1.000	1.541	39.513
2.000	113.000	1.153	246.000	-0.019	241.000	-1.265	-0.012	0.741	-0.090	-1.040	-95.020	0.180	0.003	2.000	1.541	39.513
3.000	112.000	0.153	247.000	0.981	241.000	-1.265	-0.021	2.351	0.853	-0.859	-95.130	0.070	0.001	3.000	1.541	39.513
4.000	113.000	1.153	245.000	-1.019	241.000	-1.265	-0.002	-0.868	-1.033	-1.221	-95.360	-0.160	-0.003	4.000	1.541	39.513
5.000	111.000	-0.847	246.000	-0.019	241.000	-1.265	-0.012	0.741	-0.090	-1.040	-95.260	-0.060	-0.001	5.000	1.541	39.513
6.000	113.000	1.153	245.000	-1.019	243.000	0.735	0.017	-2.087	-0.918	0.418	-95.340	-0.140	-0.002	6.000	1.541	39.513
7.000	112.000	0.153	245.000	-1.019	242.000	-0.265	0.007	-1.478	-0.976	-0.401	-95.400	-0.200	-0.003	7.000	1.541	39.513
8.000	112.000	0.153	247.000	0.981	241.000	-1.265	-0.021	2.351	0.853	-0.859	-95.320	-0.120	-0.002	8.000	1.541	39.513
9.000	112.000	0.153	246.000	-0.019	241.000	-1.265	-0.012	0.741	-0.090	-1.040	-95.220	-0.020	0.000	9.000	1.541	39.513
10.000	113.000	1.153	245.000	-1.019	242.000	-0.265	0.007	-1.478	-0.976	-0.401	-95.390	-0.190	-0.003	10.000	1.541	39.513
11.000	113.000	1.153	246.000	-0.019	242.000	-0.265	-0.002	0.132	-0.033	-0.221	-95.440	-0.240	-0.004	11.000	1.541	39.513
12.000	112.000	0.153	247.000	0.981	242.000	-0.265	-0.012	1.741	0.910	-0.040	-95.190	0.010	0.000	12.000	1.541	39.513
13.000	112.000	0.153	247.000	0.981	241.000	-1.265	-0.021	2.351	0.853	-0.859	-94.960	0.240	0.004	13.000	1.541	39.513
14.000	113.000	1.153	246.000	-0.019	242.000	-0.265	-0.002	0.132	-0.033	-0.221	-95.040	0.160	0.003	14.000	1.541	39.513
15.000	113.000	1.153	245.000	-1.019	242.000	-0.265	0.007	-1.478	-0.976	-0.401	-95.060	0.140	0.002	15.000	1.541	39.513
16.000	112.000	0.153	246.000	-0.019	241.000	-1.265	-0.012	0.741	-0.090	-1.040	-95.130	0.070	0.001	16.000	1.541	39.513
17.000	113.000	1.153	247.000	0.981	242.000	-0.265	-0.012	1.741	0.910	-0.040	-95.220	-0.020	0.000	17.000	1.541	39.513
18.000	112.000	0.153	246.000	-0.019	241.000	-1.265	-0.012	0.741	-0.090	-1.040	-95.320	-0.120	-0.002	18.000	1.541	39.513
19.000	113.000	1.153	246.000	-0.019	241.000	-1.265	-0.012	0.741	-0.090	-1.040	-95.030	0.170	0.003	19.000	1.541	39.513
20.000	112.000	0.153	245.000	-1.019	241.000	-1.265	-0.002	-0.868	-1.033	-1.221	-94.950	0.250	0.004	20.000	1.541	39.513
21.000	112.000	0.153	245.000	-1.019	243.000	0.735	0.017	-2.087	-0.918	0.418	-95.100	0.100	0.002	21.000	1.541	39.513
22.000	112.000	0.153	246.000	-0.019	241.000	-1.265	-0.012	0.741	-0.090	-1.040	-95.230	-0.030	-0.001	22.000	1.541	39.513
23.000	112.000	0.153	245.000	-1.019	241.000	-1.265	-0.002	-0.868	-1.033	-1.221	-95.300	-0.100	-0.002	23.000	1.541	39.513
24.000	112.000	0.153	247.000	0.981	241.000	-1.265	-0.021	2.351	0.853	-0.859	-95.230	-0.030	-0.001	24.000	1.541	39.513
25.000	113.000	1.153	245.000	-1.019	241.000	-1.265	-0.002	-0.868	-1.033	-1.221	-95.230	-0.030	-0.001	25.000	1.541	39.513
26.000	113.000	1.153	246.000	-0.019	243.000	0.735	0.007	-0.478	0.024	0.599	-95.500	-0.300	-0.005	26.000	1.541	39.513
27.000	113.000	1.153	246.000	-0.019	242.000	-0.265	-0.002	0.132	-0.033	-0.221	-95.270	-0.070	-0.001	27.000	1.541	39.513
28.000	112.000	0.153	247.000	0.981	241.000	-1.265	-0.021	2.351	0.853	-0.859	-95.240	-0.040	-0.001	28.000	1.541	39.513
29.000	112.000	0.153	246.000	-0.019	242.000	-0.265	-0.002	0.132	-0.033	-0.221	-95.440	-0.240	-0.004	29.000	1.541	39.513
30.000	112.000	0.153	245.000	-1.019	243.000	0.735	0.017	-2.087	-0.918	0.418	-95.360	-0.160	-0.003	30.000	1.541	39.513
31.000	113.000	1.153	246.000	-0.019	242.000	-0.265	-0.002	0.132	-0.033	-0.221	-95.470	-0.270	-0.005	31.000	1.541	39.513
32.000	113.000	1.153	246.000	-0.019	242.000	-0.265	-0.002	0.132	-0.033	-0.221	-95.080	0.120	0.002	32.000	1.541	39.513
33.000	112.000	0.153	246.000	-0.019	243.000	0.735	0.007	-0.478	0.024	0.599	-95.080	0.120	0.002	33.000	1.541	39.513
34.000	112.000	0.153	246.000	-0.019	241.000	-1.265	-0.012	0.741	-0.090	-1.040	-95.200	0.000	0.000	34.000	1.541	39.513
35.000	113.000	1.153	245.000	-1.019	243.000	0.735	0.017	-2.087	-0.918	0.418	-95.140	0.060	0.001	35.000	1.541	39.513
36.000	113.000	1.153	246.000	-0.019	242.000	-0.265	-0.002	0.132	-0.033	-0.221	-95.220	-0.020	0.000	36.000	1.541	39.513
37.000	112.000	0.153	246.000	-0.019	242.000	-0.265	-0.002	0.132	-0.033	-0.221	-95.430	-0.230	-0.004	37.000	1.541	39.513
38.000	112.000	0.153	246.000	-0.019	241.000	-1.265	-0.012	0.741	-0.090	-1.040	-95.300	-0.100	-0.002	38.000	1.541	39.513
39.000	112.000	0.153	247.000	0.981	243.000	0.735	-0.002	1.132	0.967	0.779	-94.920	0.280	0.005	39.000	1.541	39.513
40.000	113.000	1.153	246.000	-0.019	242.000	-0.265	-0.002	0.132	-0.033	-0.221	-95.000	0.200	0.003	40.000	1.541	39.513
41.000	112.000	0.153	246.000	-0.019	241.000	-1.265	-0.012	0.741	-0.090	-1.040	-95.420	-0.220	-0.004	41.000	1.541	39.513
42.000	112.000	0.153	246.000	-0.019	242.000	-0.265	-0.002	0.132	-0.033	-0.221	-95.530	-0.330	-0.006	42.000	1.541	39.513
43.000	112.000	0.153	246.000	-0.019	242.000	-0.265	-0.002	0.132	-0.033	-0.221	-95.450	-0.250	-0.004	43.000	1.541	39.513
44.000	112.000	0.153	245.000	-1.019	242.000	-0.265	0.007	-1.478	-0.976	-0.401	-95.240	-0.040	-0.001	44.000	1.541	39.513
45.000	112.000	0.153	245.000	-1.019	242.000	-0.265	0.007	-1.478	-0.976	-0.401	-95.340	-0.140	-0.002	45.000	1.541	39.513
46.000	112.000	0.153	247.000	0.981	242.000	-0.265	-0.012	1.741	0.910	-0.040	-95.220	-0.020	0.000	46.000	1.541	39.513
47.000	113.000	1.153	246.000	-0.019	242.000	-0.265	-0.002	0.132	-0.033	-0.221	-95.350	-0.150	-0.003	47.000	1.541	39.513
48.000	112.000	0.153	245.000	-1.019	242.000	-0.265	0.007	-1.478	-0.976	-0.401	-95.120	0.080	0.001	48.000	1.541	39.513
49.000	112.000	0.153	246.000	-0.019	242.000	-0.265	-0.002	0.132	-0.033	-0.221	-95.110	0.090	0.002	49.000	1.541	39.513
50.000	112.000	0.153	245.000	-1.019	242.000	-0.265	0.007	-1.478	-0.976	-0.401	-94.980	0.220	0.004	50.000	1.541	39.513
51.000	112.000	0.153	246.000	-0.019	241.000	-1.265	-0.012	0.741	-0.090	-1.040	-94.870	0.330	0.006	51.000	1.541	39.513
52.000	112.000	0.153	245.000	-1.019	242.000	-0.265	0.007	-1.478	-0.976	-0.401	-95.030	0.170	0.003	52.000	1.541	39.513
53.000	112.000	0.153	246.000	-0.019	242.000	-0.265	-0.002	0.132	-0.033	-0.221	-94.920	0.280	0.005	53.000	1.541	39.513
54.000	113.000	1.153	245.000	-1.019	243.000	0.735	0.017	-2.087	-0.918	0.418	-94.930	0.270	0.005	54.000	1.541	39.513
55.000	113.000	1.153	248.000	1.981	243.000	0.735	-0.012	2.741	1.910	0.960	-95.240	-0.040	-0.001	55.000	1.541	39.513
56.000	112.000	0.153	246.000	-0.019	242.000	-0.265	-0.002	0.132	-0.033	-0.221	-95.090	0.110	0.002	56.000	1.541	39.513
57.000	112.000	0.153	246.000	-0.019	241.000	-1.265	-0.012	0.741	-0.090	-1.040	-95.310	-0.110	-0.002	57.000	1.541	39.513
58.000	113.000	1.153	246.000	-0.019	241.000	-1.265	-0.012	0.741	-0.090	-1.040	-95.480	-0.280	-0.005	58.000	1.541	39.513
59.000	112.000	0.153	246.000	-0.019	243.000	0.735	0.007	-0.478	0.024	0.599	-95.540	-0.340	-0.006	59.000	1.541	39.513
60.000	112.000	0.153	246.000	-0.019	243.000	0.735	0.007	-0.478	0.024	0.599	-95.490	-0.290	-0.005	60.000	1.541	39.513

Nota. Por motivos de extensión, en este anexo se presenta únicamente la primera hoja del registro.

La base de datos completa se encuentra disponible en formato digital previa solicitud a los tesistas

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
TESIS: "INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"
TIPO DE SUELO: GRANULAR MURO TIPO II: CONFIGURACION SOLO PUNTERA N° DE CORRIDA: PRIMERA

Tiempo total de ensayo (s)	S1(mm)	ΔS1 (medido) (mm)	S2(mm)	ΔS2 (medido) (mm)	S3(mm)	ΔS3 (medido) (mm)	k ((ΔS3-ΔS2)/(z_3-z_2))	u(o) (ΔS2-(z_2)(k))	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Roll (θ) (°)	Δθ (°)	Δθ (rad)	Tiempo de carga (s)	Peso total (P) (kgf)	q (kgf/m2)
0.000	82.000	-1.097	286.000	-0.657	293.000	1.709	0.023	-1.783	-0.206	1.596	-94.040	-0.064	-0.001	0.000	1.541	39.513
1.000	82.000	-1.097	286.000	-0.657	293.000	1.709	0.023	-1.783	-0.206	1.596	-94.050	-0.074	-0.001	1.000	1.541	39.513
2.000	82.000	-1.097	287.000	0.343	292.000	0.709	0.003	0.169	0.413	0.692	-93.960	0.016	0.000	2.000	1.541	39.513
3.000	83.000	-0.097	286.000	-0.657	293.000	1.709	0.023	-1.783	-0.206	1.596	-93.870	0.106	0.002	3.000	1.541	39.513
4.000	82.000	-1.097	286.000	-0.657	292.000	0.709	0.013	-1.307	-0.397	0.644	-93.990	-0.014	0.000	4.000	1.541	39.513
5.000	82.000	-1.097	287.000	0.343	289.000	-2.291	-0.025	1.598	-0.158	-2.166	-93.880	0.096	0.002	5.000	1.541	39.513
6.000	83.000	-0.097	287.000	0.343	291.000	-0.291	-0.006	0.645	0.222	-0.261	-93.870	0.106	0.002	6.000	1.541	39.513
7.000	81.000	-2.097	286.000	-0.657	290.000	-1.291	-0.006	-0.355	-0.778	-1.261	-93.830	0.146	0.003	7.000	1.541	39.513
8.000	81.000	-2.097	286.000	-0.657	291.000	-0.291	0.003	-0.831	-0.587	-0.308	-93.790	0.186	0.003	8.000	1.541	39.513
9.000	82.000	-1.097	286.000	-0.657	290.000	-1.291	-0.006	-0.355	-0.778	-1.261	-94.120	-0.144	-0.003	9.000	1.541	39.513
10.000	82.000	-1.097	287.000	0.343	290.000	-1.291	-0.016	1.122	0.032	-1.213	-94.170	-0.194	-0.003	10.000	1.541	39.513
11.000	82.000	-1.097	286.000	-0.657	291.000	-0.291	0.003	-0.831	-0.587	-0.308	-94.270	-0.294	-0.005	11.000	1.541	39.513
12.000	81.000	-2.097	287.000	0.343	291.000	-0.291	-0.006	0.645	0.222	-0.261	-94.280	-0.304	-0.005	12.000	1.541	39.513
13.000	81.000	-2.097	285.000	-1.657	289.000	-2.291	-0.006	-1.355	-1.778	-2.261	-94.160	-0.184	-0.003	13.000	1.541	39.513
14.000	82.000	-1.097	287.000	0.343	290.000	-1.291	-0.016	1.122	0.032	-1.213	-94.230	-0.254	-0.004	14.000	1.541	39.513
15.000	82.000	-1.097	285.000	-1.657	292.000	0.709	0.023	-2.783	-1.206	0.596	-93.780	0.196	0.003	15.000	1.541	39.513
16.000	82.000	-1.097	285.000	-1.657	292.000	0.709	0.023	-2.783	-1.206	0.596	-93.730	0.246	0.004	16.000	1.541	39.513
17.000	83.000	-0.097	285.000	-1.657	291.000	-0.291	0.013	-2.307	-1.397	-0.356	-93.870	0.106	0.002	17.000	1.541	39.513
18.000	82.000	-1.097	285.000	-1.657	291.000	-0.291	0.013	-2.307	-1.397	-0.356	-93.780	0.196	0.003	18.000	1.541	39.513
19.000	82.000	-1.097	286.000	-0.657	290.000	-1.291	-0.006	-0.355	-0.778	-1.261	-94.130	-0.154	-0.003	19.000	1.541	39.513
20.000	83.000	-0.097	287.000	0.343	292.000	0.709	0.003	0.169	0.413	0.692	-94.010	-0.034	-0.001	20.000	1.541	39.513
21.000	83.000	-0.097	285.000	-1.657	289.000	-2.291	-0.006	-1.355	-1.778	-2.261	-94.280	-0.304	-0.005	21.000	1.541	39.513
22.000	83.000	-0.097	285.000	-1.657	292.000	0.709	0.023	-2.783	-1.206	0.596	-94.270	-0.294	-0.005	22.000	1.541	39.513
23.000	82.000	-1.097	286.000	-0.657	291.000	-0.291	0.003	-0.831	-0.587	-0.308	-94.120	-0.144	-0.003	23.000	1.541	39.513
24.000	84.000	0.903	285.000	-1.657	292.000	0.709	0.023	-2.783	-1.206	0.596	-93.800	0.176	0.003	24.000	1.541	39.513
25.000	83.000	-0.097	288.000	1.343	293.000	1.709	0.003	1.169	1.413	1.692	-93.780	0.196	0.003	25.000	1.541	39.513
26.000	83.000	-0.097	287.000	0.343	293.000	1.709	0.013	-0.307	0.603	1.644	-93.730	0.246	0.004	26.000	1.541	39.513
27.000	83.000	-0.097	285.000	-1.657	293.000	1.709	0.032	-3.259	-1.016	1.549	-93.690	0.286	0.005	27.000	1.541	39.513
28.000	83.000	-0.097	285.000	-1.657	292.000	0.709	0.023	-2.783	-1.206	0.596	-93.810	0.166	0.003	28.000	1.541	39.513
29.000	83.000	-0.097	285.000	-1.657	292.000	0.709	0.023	-2.783	-1.206	0.596	-93.820	0.156	0.003	29.000	1.541	39.513
30.000	83.000	-0.097	286.000	-0.657	290.000	-1.291	-0.006	-0.355	-0.778	-1.261	-94.160	-0.184	-0.003	30.000	1.541	39.513
31.000	83.000	-0.097	287.000	0.343	291.000	-0.291	-0.006	0.645	0.222	-0.261	-93.870	0.106	0.002	31.000	1.541	39.513
32.000	84.000	0.903	284.000	-2.657	292.000	0.709	0.032	-4.259	-2.016	0.549	-93.570	0.406	0.007	32.000	1.541	39.513
33.000	84.000	0.903	285.000	-1.657	291.000	-0.291	0.013	-2.307	-1.397	-0.356	-93.910	0.066	0.001	33.000	1.541	39.513
34.000	84.000	0.903	286.000	-0.657	290.000	-1.291	-0.006	-0.355	-0.778	-1.261	-94.120	-0.144	-0.003	34.000	1.541	39.513
35.000	84.000	0.903	286.000	-0.657	289.000	-2.291	-0.016	0.122	-0.968	-2.213	-93.950	0.026	0.000	35.000	1.541	39.513
36.000	83.000	-0.097	288.000	1.343	290.000	-1.291	-0.025	2.598	0.842	-1.166	-93.900	0.076	0.001	36.000	1.541	39.513
37.000	84.000	0.903	289.000	2.343	290.000	-1.291	-0.035	4.074	1.651	-1.118	-93.760	0.216	0.004	37.000	1.541	39.513
38.000	83.000	-0.097	285.000	-1.657	291.000	-0.291	0.013	-2.307	-1.397	-0.356	-93.810	0.166	0.003	38.000	1.541	39.513
39.000	84.000	0.903	285.000	-1.657	289.000	-2.291	-0.006	-1.355	-1.778	-2.261	-93.790	0.186	0.003	39.000	1.541	39.513
40.000	83.000	-0.097	286.000	-0.657	292.000	0.709	0.013	-1.307	-0.397	0.644	-93.630	0.346	0.006	40.000	1.541	39.513
41.000	82.000	-1.097	286.000	-0.657	290.000	-1.291	-0.006	-0.355	-0.778	-1.261	-93.650	0.326	0.006	41.000	1.541	39.513
42.000	83.000	-0.097	287.000	0.343	291.000	-0.291	-0.006	0.645	0.222	-0.261	-93.910	0.066	0.001	42.000	1.541	39.513
43.000	84.000	0.903	288.000	1.343	291.000	-0.291	-0.016	2.122	1.032	-0.213	-94.080	-0.104	-0.002	43.000	1.541	39.513
44.000	83.000	-0.097	285.000	-1.657	289.000	-2.291	-0.006	-1.355	-1.778	-2.261	-94.330	-0.354	-0.006	44.000	1.541	39.513
45.000	83.000	-0.097	286.000	-0.657	290.000	-1.291	-0.006	-0.355	-0.778	-1.261	-94.130	-0.154	-0.003	45.000	1.541	39.513
46.000	83.000	-0.097	287.000	0.343	291.000	-0.291	-0.006	0.645	0.222	-0.261	-94.020	-0.044	-0.001	46.000	1.541	39.513
47.000	83.000	-0.097	287.000	0.343	293.000	1.709	0.013	-0.307	0.603	1.644	-93.920	0.056	0.001	47.000	1.541	39.513
48.000	82.000	-1.097	288.000	1.343	292.000	0.709	-0.006	1.645	1.222	0.739	-93.980	-0.004	0.000	48.000	1.541	39.513
49.000	82.000	-1.097	287.000	0.343	293.000	1.709	0.013	-0.307	0.603	1.644	-93.830	0.146	0.003	49.000	1.541	39.513
50.000	82.000	-1.097	286.000	-0.657	292.000	0.709	0.013	-1.307	-0.397	0.644	-93.880	0.096	0.002	50.000	1.541	39.513
51.000	82.000	-1.097	287.000	0.343	293.000	1.709	0.013	-0.307	0.603	1.644	-93.830	0.146	0.003	51.000	1.541	39.513
52.000	83.000	-0.097	287.000	0.343	293.000	1.709	0.013	-0.307	0.603	1.644	-93.980	-0.004	0.000	52.000	1.541	39.513
53.000	83.000	-0.097	287.000	0.343	291.000	-0.291	-0.006	0.645	0.222	-0.261	-94.300	-0.324	-0.006	53.000	1.541	39.513
54.000	83.000	-0.097	285.000	-1.657	292.000	0.709	0.023	-2.783	-1.206	0.596	-94.100	-0.124	-0.002	54.000	1.541	39.513
55.000	82.000	-1.097	286.000	-0.657	291.000	-0.291	0.003	-0.831	-0.587	-0.308	-94.050	-0.074	-0.001	55.000	1.541	39.513
56.000	83.000	-0.097	287.000	0.343	292.000	0.709	0.003	0.169	0.413	0.692	-93.920	0.056	0.001	56.000	1.541	39.513
57.000	83.000	-0.097	288.000	1.343	290.000	-1.291	-0.025	2.598	0.842	-1.166	-93.660	0.316	0.006	57.000	1.541	39.513
58.000	84.000	0.903	287.000	0.343	291.000	-0.291	-0.006	0.645	0.222	-0.261	-93.810	0.166	0.003	58.000	1.541	39.513
59.000	84.000	0.903	289.000	2.343	292.000	0.709	-0.016	3.122	2.032	0.787	-93.930	0.046	0.001	59.000	1.541	39.513
60.000	84.000	0.903	287.000	0.343	291.000	-0.291	-0.006	0.645	0.222	-0.261	-94.060	-0.084	-0.001	60.000	1.541	39.513

Nota. Por motivos de extensión, en este anexo se presenta únicamente la primera hoja del registro.

La base de datos completa se encuentra disponible en formato digital previa solicitud a los tesistas

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
TESIS: "INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"
TIPO DE SUELO: GRANULAR MURO TIPO II: CONFIGURACION SOLO PUNTERA N° DE CORRIDA: SEGUNDA

Tiempo total de ensayo (s)	S1(mm)	ΔS1 (medido) (mm)	S2(mm)	ΔS2 (medido) (mm)	S3(mm)	ΔS3 (medido) (mm)	k ((ΔS3-ΔS2)/(z_3-z_2))	u(o) (ΔS2-(z_2)(k))	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Roll (θ) (°)	Δθ (°)	Δθ (rad)	Tiempo de carga (s)	Peso total (P) (kgf)	q (kgf/m2)
0.000	88.000	-0.944	273.000	0.550	279.000	-0.694	-0.012	1.154	0.325	-0.623	-93.010	0.380	0.007	0.000	1.541	39.513
1.000	89.000	0.056	273.000	0.550	278.000	-1.694	-0.021	1.640	0.144	-1.566	-93.010	0.380	0.007	1.000	1.541	39.513
2.000	89.000	0.056	273.000	0.550	279.000	-0.694	-0.012	1.154	0.325	-0.623	-93.140	0.250	0.004	2.000	1.541	39.513
3.000	89.000	0.056	273.000	0.550	278.000	-1.694	-0.021	1.640	0.144	-1.566	-92.960	0.430	0.008	3.000	1.541	39.513
4.000	88.000	-0.944	271.000	-1.450	279.000	-0.694	0.007	-1.817	-1.313	-0.738	-93.200	0.190	0.003	4.000	1.541	39.513
5.000	89.000	0.056	272.000	-0.450	278.000	-1.694	-0.012	0.154	-0.675	-1.623	-93.380	0.010	0.000	5.000	1.541	39.513
6.000	89.000	0.056	271.000	-1.450	278.000	-1.694	-0.002	-1.331	-1.494	-1.680	-93.400	-0.010	0.000	6.000	1.541	39.513
7.000	87.000	-1.944	272.000	-0.450	277.000	-2.694	-0.021	0.640	-0.856	-2.566	-93.340	0.050	0.001	7.000	1.541	39.513
8.000	88.000	-0.944	273.000	0.550	278.000	-1.694	-0.021	1.640	0.144	-1.566	-93.500	-0.110	-0.002	8.000	1.541	39.513
9.000	88.000	-0.944	273.000	0.550	278.000	-1.694	-0.021	1.640	0.144	-1.566	-93.480	-0.090	-0.002	9.000	1.541	39.513
10.000	88.000	-0.944	273.000	0.550	279.000	-0.694	-0.012	1.154	0.325	-0.623	-93.290	0.100	0.002	10.000	1.541	39.513
11.000	89.000	0.056	273.000	0.550	278.000	-1.694	-0.021	1.640	0.144	-1.566	-93.330	0.060	0.001	11.000	1.541	39.513
12.000	89.000	0.056	272.000	-0.450	278.000	-1.694	-0.012	0.154	-0.675	-1.623	-93.480	-0.090	-0.002	12.000	1.541	39.513
13.000	88.000	-0.944	271.000	-1.450	278.000	-1.694	-0.002	-1.331	-1.494	-1.680	-93.620	-0.230	-0.004	13.000	1.541	39.513
14.000	89.000	0.056	274.000	1.550	278.000	-1.694	-0.031	3.126	0.963	-1.509	-93.520	-0.130	-0.002	14.000	1.541	39.513
15.000	88.000	-0.944	273.000	0.550	279.000	-0.694	-0.012	1.154	0.325	-0.623	-93.510	-0.120	-0.002	15.000	1.541	39.513
16.000	89.000	0.056	272.000	-0.450	280.000	0.306	0.007	-0.817	-0.313	0.262	-93.390	0.000	0.000	16.000	1.541	39.513
17.000	88.000	-0.944	271.000	-1.450	278.000	-1.694	-0.002	-1.331	-1.494	-1.680	-93.670	-0.280	-0.005	17.000	1.541	39.513
18.000	89.000	0.056	273.000	0.550	280.000	0.306	-0.002	0.669	0.506	0.320	-93.680	-0.290	-0.005	18.000	1.541	39.513
19.000	89.000	0.056	271.000	-1.450	280.000	0.306	0.017	-2.303	-1.132	0.205	-93.720	-0.330	-0.006	19.000	1.541	39.513
20.000	88.000	-0.944	273.000	0.550	278.000	-1.694	-0.021	1.640	0.144	-1.566	-93.600	-0.210	-0.004	20.000	1.541	39.513
21.000	88.000	-0.944	271.000	-1.450	279.000	-0.694	0.007	-1.817	-1.313	-0.738	-93.590	-0.200	-0.003	21.000	1.541	39.513
22.000	88.000	-0.944	271.000	-1.450	281.000	1.306	0.026	-2.788	-0.951	1.148	-93.760	-0.370	-0.006	22.000	1.541	39.513
23.000	89.000	0.056	272.000	-0.450	279.000	-0.694	-0.002	-0.331	-0.494	-0.680	-93.670	-0.280	-0.005	23.000	1.541	39.513
24.000	88.000	-0.944	273.000	0.550	278.000	-1.694	-0.021	1.640	0.144	-1.566	-93.170	0.220	0.004	24.000	1.541	39.513
25.000	89.000	0.056	272.000	-0.450	278.000	-1.694	-0.012	0.154	-0.675	-1.623	-93.030	0.360	0.006	25.000	1.541	39.513
26.000	89.000	0.056	273.000	0.550	279.000	-0.694	-0.012	1.154	0.325	-0.623	-93.140	0.250	0.004	26.000	1.541	39.513
27.000	88.000	-0.944	273.000	0.550	279.000	-0.694	-0.012	1.154	0.325	-0.623	-93.280	0.110	0.002	27.000	1.541	39.513
28.000	89.000	0.056	270.000	-2.450	278.000	-1.694	0.007	-2.817	-2.313	-1.738	-93.280	0.110	0.002	28.000	1.541	39.513
29.000	89.000	0.056	272.000	-0.450	278.000	-1.694	-0.012	0.154	-0.675	-1.623	-93.400	-0.010	0.000	29.000	1.541	39.513
30.000	89.000	0.056	273.000	0.550	280.000	0.306	-0.002	0.669	0.506	0.320	-93.510	-0.120	-0.002	30.000	1.541	39.513
31.000	88.000	-0.944	271.000	-1.450	280.000	0.306	0.017	-2.303	-1.132	0.205	-93.350	0.040	0.001	31.000	1.541	39.513
32.000	88.000	-0.944	272.000	-0.450	279.000	-0.694	-0.002	-0.331	-0.494	-0.680	-93.590	-0.200	-0.003	32.000	1.541	39.513
33.000	89.000	0.056	272.000	-0.450	279.000	-0.694	-0.002	-0.331	-0.494	-0.680	-93.340	0.050	0.001	33.000	1.541	39.513
34.000	89.000	0.056	272.000	-0.450	280.000	0.306	0.007	-0.817	-0.313	0.262	-93.400	-0.010	0.000	34.000	1.541	39.513
35.000	89.000	0.056	272.000	-0.450	278.000	-1.694	-0.012	0.154	-0.675	-1.623	-93.350	0.040	0.001	35.000	1.541	39.513
36.000	89.000	0.056	272.000	-0.450	279.000	-0.694	-0.002	-0.331	-0.494	-0.680	-93.240	0.150	0.003	36.000	1.541	39.513
37.000	89.000	0.056	272.000	-0.450	280.000	0.306	0.007	-0.817	-0.313	0.262	-93.240	0.150	0.003	37.000	1.541	39.513
38.000	89.000	0.056	271.000	-1.450	281.000	1.306	0.026	-2.788	-0.951	1.148	-93.520	-0.130	-0.002	38.000	1.541	39.513
39.000	89.000	0.056	272.000	-0.450	280.000	0.306	0.007	-0.817	-0.313	0.262	-93.460	-0.070	-0.001	39.000	1.541	39.513
40.000	88.000	-0.944	272.000	-0.450	279.000	-0.694	-0.002	-0.331	-0.494	-0.680	-93.200	0.190	0.003	40.000	1.541	39.513
41.000	89.000	0.056	271.000	-1.450	281.000	1.306	0.026	-2.788	-0.951	1.148	-93.320	0.070	0.001	41.000	1.541	39.513
42.000	88.000	-0.944	274.000	1.550	280.000	0.306	-0.012	2.154	1.325	0.377	-93.220	0.170	0.003	42.000	1.541	39.513
43.000	90.000	1.056	272.000	-0.450	279.000	-0.694	-0.002	-0.331	-0.494	-0.680	-93.040	0.350	0.006	43.000	1.541	39.513
44.000	89.000	0.056	271.000	-1.450	280.000	0.306	0.017	-2.303	-1.132	0.205	-93.470	-0.080	-0.001	44.000	1.541	39.513
45.000	89.000	0.056	272.000	-0.450	280.000	0.306	0.007	-0.817	-0.313	0.262	-93.380	0.010	0.000	45.000	1.541	39.513
46.000	90.000	1.056	271.000	-1.450	280.000	0.306	0.017	-2.303	-1.132	0.205	-93.520	-0.130	-0.002	46.000	1.541	39.513
47.000	88.000	-0.944	272.000	-0.450	280.000	0.306	0.007	-0.817	-0.313	0.262	-93.350	0.040	0.001	47.000	1.541	39.513
48.000	89.000	0.056	271.000	-1.450	280.000	0.306	0.017	-2.303	-1.132	0.205	-93.590	-0.200	-0.003	48.000	1.541	39.513
49.000	88.000	-0.944	270.000	-2.450	278.000	-1.694	0.007	-2.817	-2.313	-1.738	-93.380	0.010	0.000	49.000	1.541	39.513
50.000	89.000	0.056	272.000	-0.450	282.000	2.306	0.026	-1.788	0.049	2.148	-93.340	0.050	0.001	50.000	1.541	39.513
51.000	90.000	1.056	273.000	0.550	279.000	-0.694	-0.012	1.154	0.325	-0.623	-93.390	0.000	0.000	51.000	1.541	39.513
52.000	90.000	1.056	272.000	-0.450	281.000	1.306	0.017	-1.303	-0.132	1.205	-93.390	0.000	0.000	52.000	1.541	39.513
53.000	89.000	0.056	271.000	-1.450	281.000	1.306	0.026	-2.788	-0.951	1.148	-93.270	0.120	0.002	53.000	1.541	39.513
54.000	88.000	-0.944	272.000	-0.450	279.000	-0.694	-0.002	-0.331	-0.494	-0.680	-93.640	-0.250	-0.004	54.000	1.541	39.513
55.000	88.000	-0.944	271.000	-1.450	279.000	-0.694	0.007	-1.817	-1.313	-0.738	-93.670	-0.280	-0.005	55.000	1.541	39.513
56.000	88.000	-0.944	271.000	-1.450	281.000	1.306	0.026	-2.788	-0.951	1.148	-93.590	-0.200	-0.003	56.000	1.541	39.513
57.000	87.000	-1.944	273.000	0.550	282.000	2.306	0.017	-0.303	0.868	2.205	-93.490	-0.100	-0.002	57.000	1.541	39.513
58.000	88.000	-0.944	272.000	-0.450	281.000	1.306	0.017	-1.303	-0.132	1.205	-93.780	-0.390	-0.007	58.000	1.541	39.513
59.000	89.000	0.056	271.000	-1.450	279.000	-0.694	0.007	-1.817	-1.313	-0.738	-93.680	-0.290	-0.005	59.000	1.541	39.513
60.000	88.000	-0.944	271.000	-1.450	280.000	0.306	0.017	-2.303	-1.132	0.205	-93.190	0.200	0.003	60.000	1.541	39.513

Nota. Por motivos de extensión, en este anexo se presenta únicamente la primera hoja del registro.

La base de datos completa se encuentra disponible en formato digital previa solicitud a los tesistas

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
TESIS: "INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"
TIPO DE SUELO: GRANULAR MURO TIPO III: CONFIGURACION SOLO TALON N° DE CORRIDA: PRIMERA

Tiempo total de ensayo (s)	S1(mm)	ΔS1 (medido) (mm)	S2(mm)	ΔS2 (medido) (mm)	S3(mm)	ΔS3 (medido) (mm)	k ((ΔS3-ΔS2)/(z3-z2))	u(o) (ΔS2-(z2)(k))	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Roll (θ) (°)	Δθ (°)	Δθ (rad)	Tiempo de carga (s)	Peso total (P) (kgf)	q (kgf/m2)
0.000	79.000	-2.239	288.000	0.572	291.000	0.256	-0.003	0.753	0.542	0.301	-94.310	0.422	0.007	0.000	1.541	39.513
1.000	80.000	-1.239	287.000	-0.428	291.000	0.256	0.007	-0.818	-0.363	0.158	-94.410	0.322	0.006	1.000	1.541	39.513
2.000	81.000	-0.239	288.000	0.572	291.000	0.256	-0.003	0.753	0.542	0.301	-94.510	0.222	0.004	2.000	1.541	39.513
3.000	81.000	-0.239	286.000	-1.428	291.000	0.256	0.016	-2.390	-1.267	0.015	-94.760	-0.028	0.000	3.000	1.541	39.513
4.000	80.000	-1.239	287.000	-0.428	291.000	0.256	0.007	-0.818	-0.363	0.158	-94.660	0.072	0.001	4.000	1.541	39.513
5.000	80.000	-1.239	288.000	0.572	291.000	0.256	-0.003	0.753	-0.363	0.301	-94.490	0.242	0.004	5.000	1.541	39.513
6.000	80.000	-1.239	287.000	-0.428	292.000	1.256	0.016	-1.390	-0.363	1.015	-94.630	0.102	0.002	6.000	1.541	39.513
7.000	81.000	-0.239	286.000	-1.428	292.000	1.256	0.026	-2.961	-0.363	0.872	-95.100	-0.368	-0.006	7.000	1.541	39.513
8.000	81.000	-0.239	288.000	0.572	291.000	0.256	-0.003	0.753	-0.363	0.301	-95.200	-0.468	-0.008	8.000	1.541	39.513
9.000	82.000	0.761	286.000	-1.428	292.000	1.256	0.026	-2.961	-0.363	0.872	-95.110	-0.378	-0.007	9.000	1.541	39.513
10.000	81.000	-0.239	288.000	0.572	291.000	0.256	-0.003	0.753	-0.363	0.301	-94.800	-0.068	-0.001	10.000	1.541	39.513
11.000	81.000	-0.239	286.000	-1.428	291.000	0.256	0.016	-2.390	-0.363	0.015	-94.800	-0.068	-0.001	11.000	1.541	39.513
12.000	81.000	-0.239	288.000	0.572	291.000	0.256	-0.003	0.753	-0.363	0.301	-94.790	-0.058	-0.001	12.000	1.541	39.513
13.000	81.000	-0.239	288.000	0.572	291.000	0.256	-0.003	0.753	-0.363	0.301	-94.700	0.032	0.001	13.000	1.541	39.513
14.000	81.000	-0.239	287.000	-0.428	290.000	-0.744	-0.003	-0.247	-0.363	-0.699	-94.620	0.112	0.002	14.000	1.541	39.513
15.000	80.000	-1.239	289.000	1.572	292.000	1.256	-0.003	1.753	-0.363	1.301	-94.560	0.172	0.003	15.000	1.541	39.513
16.000	81.000	-0.239	287.000	-0.428	292.000	1.256	0.016	-1.390	-0.363	1.015	-94.610	0.122	0.002	16.000	1.541	39.513
17.000	81.000	-0.239	287.000	-0.428	292.000	1.256	0.016	-1.390	-0.363	1.015	-94.410	0.322	0.006	17.000	1.541	39.513
18.000	81.000	-0.239	286.000	-1.428	292.000	1.256	0.026	-2.961	-0.363	0.872	-94.440	0.292	0.005	18.000	1.541	39.513
19.000	81.000	-0.239	287.000	-0.428	291.000	0.256	0.007	-0.818	-0.363	0.158	-94.690	0.042	0.001	19.000	1.541	39.513
20.000	81.000	-0.239	287.000	-0.428	292.000	1.256	0.016	-1.390	-0.363	1.015	-94.790	-0.058	-0.001	20.000	1.541	39.513
21.000	81.000	-0.239	289.000	1.572	291.000	0.256	-0.013	2.325	-0.363	0.444	-94.950	-0.218	-0.004	21.000	1.541	39.513
22.000	81.000	-0.239	287.000	-0.428	290.000	-0.744	-0.003	-0.247	-0.363	-0.699	-94.890	-0.158	-0.003	22.000	1.541	39.513
23.000	80.000	-1.239	289.000	1.572	292.000	1.256	-0.003	1.753	-0.363	1.301	-94.730	0.002	0.000	23.000	1.541	39.513
24.000	81.000	-0.239	287.000	-0.428	292.000	1.256	0.016	-1.390	-0.363	1.015	-94.670	0.062	0.001	24.000	1.541	39.513
25.000	81.000	-0.239	287.000	-0.428	291.000	0.256	0.007	-0.818	-0.363	0.158	-94.630	0.102	0.002	25.000	1.541	39.513
26.000	81.000	-0.239	288.000	0.572	293.000	2.256	0.016	-0.390	-0.363	2.015	-94.540	0.192	0.003	26.000	1.541	39.513
27.000	81.000	-0.239	287.000	-0.428	292.000	1.256	0.016	-1.390	-0.363	1.015	-94.560	0.172	0.003	27.000	1.541	39.513
28.000	80.000	-1.239	288.000	0.572	291.000	0.256	-0.003	0.753	-0.363	0.301	-94.530	0.202	0.004	28.000	1.541	39.513
29.000	80.000	-1.239	288.000	0.572	290.000	-0.744	-0.013	1.325	-0.363	-0.556	-94.540	0.192	0.003	29.000	1.541	39.513
30.000	81.000	-0.239	287.000	-0.428	293.000	2.256	0.026	-1.961	-0.363	1.872	-94.720	0.012	0.000	30.000	1.541	39.513
31.000	80.000	-1.239	286.000	-1.428	292.000	1.256	0.026	-2.961	-0.363	0.872	-94.880	-0.148	-0.003	31.000	1.541	39.513
32.000	80.000	-1.239	287.000	-0.428	290.000	-0.744	-0.003	-0.247	-0.363	-0.699	-95.120	-0.388	-0.007	32.000	1.541	39.513
33.000	80.000	-1.239	288.000	0.572	291.000	0.256	-0.003	0.753	-0.363	0.301	-94.770	-0.038	-0.001	33.000	1.541	39.513
34.000	79.000	-2.239	287.000	-0.428	291.000	0.256	0.007	-0.818	-0.363	0.158	-94.570	0.162	0.003	34.000	1.541	39.513
35.000	80.000	-1.239	288.000	0.572	291.000	0.256	-0.003	0.753	-0.363	0.301	-94.650	0.082	0.001	35.000	1.541	39.513
36.000	80.000	-1.239	286.000	-1.428	290.000	-0.744	0.007	-1.818	-0.363	-0.842	-95.040	-0.308	-0.005	36.000	1.541	39.513
37.000	80.000	-1.239	288.000	0.572	291.000	0.256	-0.003	0.753	-0.363	0.301	-95.040	-0.308	-0.005	37.000	1.541	39.513
38.000	81.000	-0.239	289.000	1.572	290.000	-0.744	-0.022	2.896	-0.363	-0.413	-94.900	-0.168	-0.003	38.000	1.541	39.513
39.000	80.000	-1.239	287.000	-0.428	291.000	0.256	0.007	-0.818	-0.363	0.158	-94.860	-0.128	-0.002	39.000	1.541	39.513
40.000	79.000	-2.239	286.000	-1.428	293.000	2.256	0.035	-3.533	-0.363	1.729	-94.880	-0.148	-0.003	40.000	1.541	39.513
41.000	80.000	-1.239	287.000	-0.428	292.000	1.256	0.016	-1.390	-0.363	1.015	-94.710	0.022	0.000	41.000	1.541	39.513
42.000	80.000	-1.239	286.000	-1.428	291.000	0.256	0.016	-2.390	-0.363	0.015	-94.690	0.042	0.001	42.000	1.541	39.513
43.000	79.000	-2.239	286.000	-1.428	292.000	1.256	0.026	-2.961	-0.363	0.872	-94.780	-0.048	-0.001	43.000	1.541	39.513
44.000	80.000	-1.239	287.000	-0.428	291.000	0.256	0.007	-0.818	-0.363	0.158	-94.860	-0.128	-0.002	44.000	1.541	39.513
45.000	80.000	-1.239	288.000	0.572	291.000	0.256	-0.003	0.753	-0.363	0.301	-94.880	-0.148	-0.003	45.000	1.541	39.513
46.000	81.000	-0.239	288.000	0.572	293.000	2.256	0.016	-0.390	-0.363	2.015	-94.890	-0.158	-0.003	46.000	1.541	39.513
47.000	80.000	-1.239	288.000	0.572	291.000	0.256	-0.003	0.753	-0.363	0.301	-94.670	0.062	0.001	47.000	1.541	39.513
48.000	80.000	-1.239	288.000	0.572	291.000	0.256	-0.003	0.753	-0.363	0.301	-94.590	0.142	0.002	48.000	1.541	39.513
49.000	80.000	-1.239	287.000	-0.428	293.000	2.256	0.026	-1.961	-0.363	1.872	-94.440	0.292	0.005	49.000	1.541	39.513
50.000	80.000	-1.239	288.000	0.572	291.000	0.256	-0.003	0.753	-0.363	0.301	-94.500	0.232	0.004	50.000	1.541	39.513
51.000	80.000	-1.239	287.000	-0.428	291.000	0.256	0.007	-0.818	-0.363	0.158	-94.600	0.132	0.002	51.000	1.541	39.513
52.000	80.000	-1.239	288.000	0.572	291.000	0.256	-0.003	0.753	-0.363	0.301	-94.590	0.142	0.002	52.000	1.541	39.513
53.000	80.000	-1.239	287.000	-0.428	289.000	-1.744	-0.013	0.325	-0.363	-1.556	-94.470	0.262	0.005	53.000	1.541	39.513
54.000	80.000	-1.239	287.000	-0.428	290.000	-0.744	-0.003	-0.247	-0.363	-0.699	-94.430	0.302	0.005	54.000	1.541	39.513
55.000	80.000	-1.239	287.000	-0.428	292.000	1.256	0.016	-1.390	-0.363	1.015	-94.610	0.122	0.002	55.000	1.541	39.513
56.000	80.000	-1.239	287.000	-0.428	291.000	0.256	0.007	-0.818	-0.363	0.158	-94.480	0.252	0.004	56.000	1.541	39.513
57.000	80.000	-1.239	288.000	0.572	291.000	0.256	-0.003	0.753	-0.363	0.301	-94.700	0.032	0.001	57.000	1.541	39.513
58.000	80.000	-1.239	288.000	0.572	291.000	0.256	-0.003	0.753	-0.363	0.301	-94.950	-0.218	-0.004	58.000	1.541	39.513
59.000	80.000	-1.239	288.000	0.572	291.000	0.256	-0.003	0.753	-0.363	0.301	-95.010	-0.278	-0.005	59.000	1.541	39.513
60.000	80.000	-1.239	288.000	0.572	292.000	1.256	0.007	0.182	-0.363	1.158	-94.870	-0.138	-0.002	60.000	1.541	39.513

Nota. Por motivos de extensión, en este anexo se presenta únicamente la primera hoja del registro.

La base de datos completa se encuentra disponible en formato digital previa solicitud a los tesistas

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
TESIS: "INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"
TIPO DE SUELO: GRANULAR MURO TIPO III: CONFIGURACION SOLO TALON N° DE CORRIDA: SEGUNDA

Tiempo total de ensayo (s)	S1(mm)	ΔS1 (medido) (mm)	S2(mm)	ΔS2 (medido) (mm)	S3(mm)	ΔS3 (medido) (mm)	k ((ΔS3-ΔS2)/(z3-z2))	u(o) (ΔS2-(z2)(k))	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Roll (θ) (°)	Δθ (°)	Δθ (rad)	Tiempo de carga (s)	Peso total (P) (kgf)	q (kgf/m2)
0.000	75.000	0.461	295.000	-0.201	296.000	0.096	0.003	-0.351	-0.153	0.073	-94.430	0.268	0.005	0.000	1.541	39.513
1.000	75.000	0.461	294.000	-1.201	297.000	1.096	0.022	-2.360	-0.829	0.921	-94.380	0.318	0.006	1.000	1.541	39.513
2.000	74.000	-0.539	297.000	1.799	296.000	0.096	-0.016	2.659	1.523	0.226	-94.320	0.378	0.007	2.000	1.541	39.513
3.000	75.000	0.461	295.000	-0.201	294.000	-1.904	-0.016	0.659	-0.477	-1.774	-94.380	0.318	0.006	3.000	1.541	39.513
4.000	76.000	1.461	296.000	0.799	294.000	-1.904	-0.026	2.164	0.361	-1.698	-94.660	0.038	0.001	4.000	1.541	39.513
5.000	75.000	0.461	295.000	-0.201	296.000	0.096	0.003	-0.351	-0.153	0.073	-94.600	0.098	0.002	5.000	1.541	39.513
6.000	75.000	0.461	295.000	-0.201	295.000	-0.904	-0.007	0.154	-0.315	-0.851	-94.500	0.198	0.003	6.000	1.541	39.513
7.000	74.000	-0.539	296.000	0.799	296.000	0.096	-0.007	1.154	0.685	0.149	-94.540	0.158	0.003	7.000	1.541	39.513
8.000	75.000	0.461	294.000	-1.201	296.000	0.096	0.012	-1.855	-0.991	-0.003	-94.740	-0.042	-0.001	8.000	1.541	39.513
9.000	75.000	0.461	296.000	0.799	297.000	1.096	0.003	0.649	0.847	1.073	-94.820	-0.122	-0.002	9.000	1.541	39.513
10.000	75.000	0.461	294.000	-1.201	296.000	0.096	0.012	-1.855	-0.991	-0.003	-94.800	-0.102	-0.002	10.000	1.541	39.513
11.000	74.000	-0.539	296.000	0.799	296.000	0.096	-0.007	1.154	0.685	0.149	-94.740	-0.042	-0.001	11.000	1.541	39.513
12.000	75.000	0.461	296.000	0.799	296.000	0.096	-0.007	1.154	0.685	0.149	-94.850	-0.152	-0.003	12.000	1.541	39.513
13.000	75.000	0.461	297.000	1.799	297.000	1.096	-0.007	2.154	1.685	1.149	-94.720	-0.022	0.000	13.000	1.541	39.513
14.000	75.000	0.461	294.000	-1.201	297.000	1.096	0.022	-2.360	-0.829	0.921	-94.600	0.098	0.002	14.000	1.541	39.513
15.000	75.000	0.461	295.000	-0.201	295.000	-0.904	-0.007	0.154	-0.315	-0.851	-94.700	-0.002	0.000	15.000	1.541	39.513
16.000	75.000	0.461	295.000	-0.201	295.000	-0.904	-0.007	0.154	-0.315	-0.851	-94.660	0.038	0.001	16.000	1.541	39.513
17.000	75.000	0.461	296.000	0.799	296.000	0.096	-0.007	1.154	0.685	0.149	-94.770	-0.072	-0.001	17.000	1.541	39.513
18.000	74.000	-0.539	295.000	-0.201	296.000	0.096	0.003	-0.351	-0.153	0.073	-94.640	0.058	0.001	18.000	1.541	39.513
19.000	76.000	1.461	294.000	-1.201	297.000	1.096	0.022	-2.360	-0.829	0.921	-94.920	-0.222	-0.004	19.000	1.541	39.513
20.000	75.000	0.461	296.000	0.799	295.000	-0.904	-0.016	1.659	0.523	-0.774	-94.700	-0.002	0.000	20.000	1.541	39.513
21.000	74.000	-0.539	295.000	-0.201	296.000	0.096	0.003	-0.351	-0.153	0.073	-94.810	-0.112	-0.002	21.000	1.541	39.513
22.000	75.000	0.461	294.000	-1.201	297.000	1.096	0.022	-2.360	-0.829	0.921	-94.760	-0.062	-0.001	22.000	1.541	39.513
23.000	75.000	0.461	294.000	-1.201	296.000	0.096	0.012	-1.855	-0.991	-0.003	-94.880	-0.182	-0.003	23.000	1.541	39.513
24.000	74.000	-0.539	296.000	0.799	296.000	0.096	-0.007	1.154	0.685	0.149	-94.740	-0.042	-0.001	24.000	1.541	39.513
25.000	75.000	0.461	294.000	-1.201	296.000	0.096	0.012	-1.855	-0.991	-0.003	-94.830	-0.132	-0.002	25.000	1.541	39.513
26.000	74.000	-0.539	295.000	-0.201	295.000	-0.904	-0.007	0.154	-0.315	-0.851	-94.690	0.008	0.000	26.000	1.541	39.513
27.000	74.000	-0.539	297.000	1.799	296.000	0.096	-0.016	2.659	1.523	0.226	-94.700	-0.002	0.000	27.000	1.541	39.513
28.000	74.000	-0.539	294.000	-1.201	296.000	0.096	0.012	-1.855	-0.991	-0.003	-94.760	-0.062	-0.001	28.000	1.541	39.513
29.000	74.000	-0.539	296.000	0.799	296.000	0.096	-0.007	1.154	0.685	0.149	-94.430	0.268	0.005	29.000	1.541	39.513
30.000	74.000	-0.539	295.000	-0.201	295.000	-0.904	-0.007	0.154	-0.315	-0.851	-94.440	0.258	0.005	30.000	1.541	39.513
31.000	74.000	-0.539	296.000	0.799	295.000	-0.904	-0.016	1.659	0.523	-0.774	-94.600	0.098	0.002	31.000	1.541	39.513
32.000	74.000	-0.539	295.000	-0.201	295.000	-0.904	-0.007	0.154	-0.315	-0.851	-94.590	0.108	0.002	32.000	1.541	39.513
33.000	74.000	-0.539	295.000	-0.201	295.000	-0.904	-0.007	0.154	-0.315	-0.851	-94.720	-0.022	0.000	33.000	1.541	39.513
34.000	74.000	-0.539	296.000	0.799	296.000	0.096	-0.007	1.154	0.685	0.149	-94.480	0.218	0.004	34.000	1.541	39.513
35.000	74.000	-0.539	294.000	-1.201	297.000	1.096	0.022	-2.360	-0.829	0.921	-94.690	0.008	0.000	35.000	1.541	39.513
36.000	74.000	-0.539	296.000	0.799	296.000	0.096	-0.007	1.154	0.685	0.149	-94.650	0.048	0.001	36.000	1.541	39.513
37.000	74.000	-0.539	294.000	-1.201	296.000	0.096	0.012	-1.855	-0.991	-0.003	-94.890	-0.192	-0.003	37.000	1.541	39.513
38.000	74.000	-0.539	294.000	-1.201	295.000	-0.904	0.003	-1.351	-1.153	-0.927	-95.060	-0.362	-0.006	38.000	1.541	39.513
39.000	74.000	-0.539	295.000	-0.201	296.000	0.096	0.003	-0.351	-0.153	0.073	-94.910	-0.212	-0.004	39.000	1.541	39.513
40.000	74.000	-0.539	295.000	-0.201	295.000	-0.904	-0.007	0.154	-0.315	-0.851	-94.540	0.158	0.003	40.000	1.541	39.513
41.000	74.000	-0.539	296.000	0.799	296.000	0.096	-0.007	1.154	0.685	0.149	-94.470	0.228	0.004	41.000	1.541	39.513
42.000	74.000	-0.539	296.000	0.799	296.000	0.096	-0.007	1.154	0.685	0.149	-94.810	-0.112	-0.002	42.000	1.541	39.513
43.000	74.000	-0.539	296.000	0.799	296.000	0.096	-0.007	1.154	0.685	0.149	-94.590	0.108	0.002	43.000	1.541	39.513
44.000	74.000	-0.539	294.000	-1.201	296.000	0.096	0.012	-1.855	-0.991	-0.003	-94.760	-0.062	-0.001	44.000	1.541	39.513
45.000	74.000	-0.539	295.000	-0.201	296.000	0.096	0.003	-0.351	-0.153	0.073	-94.620	0.078	0.001	45.000	1.541	39.513
46.000	74.000	-0.539	297.000	1.799	295.000	-0.904	-0.026	3.164	1.361	-0.698	-94.820	-0.122	-0.002	46.000	1.541	39.513
47.000	74.000	-0.539	295.000	-0.201	295.000	-0.904	-0.007	0.154	-0.315	-0.851	-95.010	-0.312	-0.005	47.000	1.541	39.513
48.000	73.000	-1.539	295.000	-0.201	295.000	-0.904	-0.007	0.154	-0.315	-0.851	-95.040	-0.342	-0.006	48.000	1.541	39.513
49.000	74.000	-0.539	295.000	-0.201	296.000	0.096	0.003	-0.351	-0.153	0.073	-94.910	-0.212	-0.004	49.000	1.541	39.513
50.000	74.000	-0.539	294.000	-1.201	294.000	-1.904	-0.007	-0.846	-1.315	-1.851	-94.770	-0.072	-0.001	50.000	1.541	39.513
51.000	73.000	-1.539	295.000	-0.201	296.000	0.096	0.003	-0.351	-0.153	0.073	-94.490	0.208	0.004	51.000	1.541	39.513
52.000	74.000	-0.539	296.000	0.799	295.000	-0.904	-0.016	1.659	0.523	-0.774	-94.600	0.098	0.002	52.000	1.541	39.513
53.000	73.000	-1.539	296.000	0.799	294.000	-1.904	-0.026	2.164	0.361	-1.698	-94.620	0.078	0.001	53.000	1.541	39.513
54.000	74.000	-0.539	295.000	-0.201	296.000	0.096	0.003	-0.351	-0.153	0.073	-94.770	-0.072	-0.001	54.000	1.541	39.513
55.000	73.000	-1.539	295.000	-0.201	297.000	1.096	0.012	-0.855	0.009	0.997	-94.630	0.068	0.001	55.000	1.541	39.513
56.000	73.000	-1.539	295.000	-0.201	297.000	1.096	0.012	-0.855	0.009	0.997	-94.540	0.158	0.003	56.000	1.541	39.513
57.000	73.000	-1.539	295.000	-0.201	297.000	1.096	0.012	-0.855	0.009	0.997	-94.760	-0.062	-0.001	57.000	1.541	39.513
58.000	74.000	-0.539	296.000	0.799	295.000	-0.904	-0.016	1.659	0.523	-0.774	-94.730	-0.032	-0.001	58.000	1.541	39.513
59.000	74.000	-0.539	296.000	0.799	297.000	1.096	0.003	0.649	0.847	1.073	-94.650	0.048	0.001	59.000	1.541	39.513
60.000	73.000	-1.539	294.000	-1.201	296.000	0.096	0.012	-1.855	-0.991	-0.003	-94.800	-0.102	-0.002	60.000	1.541	39.513

Nota. Por motivos de extensión, en este anexo se presenta únicamente la primera hoja del registro.

La base de datos completa se encuentra disponible en formato digital previa solicitud a los tesistas

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
TESIS: "INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"
TIPO DE SUELO: GRANULAR MURO TIPO IV: CONFIGURACION CON PUNTERA Y TALON N° DE CORRIDA: PRIMERA

Tiempo total de ensayo (s)	S1(mm)	ΔS1 (medido) (mm)	S2(mm)	ΔS2 (medido) (mm)	S3(mm)	ΔS3 (medido) (mm)	k ((ΔS3-ΔS2)/(z_3-z_2))	u(o) (ΔS2-(z_2)(k))	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Roll (θ) (°)	Δθ (°)	Δθ (rad)	Tiempo de carga (s)	Peso total (P) (kgf)	q (kgf/m2)
0.000	77.000	-0.684	304.000	0.082	304.000	0.204	0.001	0.013	0.094	0.188	-94.280	0.727	0.013	0.000	1.541	39.513
1.000	78.000	0.316	303.000	-0.918	303.000	-0.796	0.001	-0.987	-0.906	-0.812	-94.470	0.537	0.009	1.000	1.541	39.513
2.000	77.000	-0.684	305.000	1.082	305.000	1.204	0.001	1.013	1.094	1.188	-94.890	0.117	0.002	2.000	1.541	39.513
3.000	77.000	-0.684	304.000	0.082	304.000	0.204	0.001	0.013	0.094	0.188	-95.050	-0.043	-0.001	3.000	1.541	39.513
4.000	77.000	-0.684	303.000	-0.918	303.000	-0.796	0.001	-0.987	-0.906	-0.812	-95.220	-0.213	-0.004	4.000	1.541	39.513
5.000	77.000	-0.684	304.000	0.082	304.000	0.204	0.001	0.013	0.094	0.188	-95.000	0.007	0.000	5.000	1.541	39.513
6.000	77.000	-0.684	305.000	1.082	302.000	-1.796	-0.027	2.699	0.780	-1.412	-95.150	-0.143	-0.002	6.000	1.541	39.513
7.000	77.000	-0.684	304.000	0.082	304.000	0.204	0.001	0.013	0.094	0.188	-95.180	-0.173	-0.003	7.000	1.541	39.513
8.000	78.000	0.316	303.000	-0.918	304.000	0.204	0.011	-1.549	-0.801	0.054	-95.250	-0.243	-0.004	8.000	1.541	39.513
9.000	77.000	-0.684	303.000	-0.918	303.000	-0.796	0.001	-0.987	-0.906	-0.812	-95.280	-0.273	-0.005	9.000	1.541	39.513
10.000	77.000	-0.684	305.000	1.082	305.000	1.204	0.001	1.013	1.094	1.188	-95.110	-0.103	-0.002	10.000	1.541	39.513
11.000	77.000	-0.684	303.000	-0.918	305.000	1.204	0.020	-2.111	-0.696	0.921	-95.040	-0.033	-0.001	11.000	1.541	39.513
12.000	77.000	-0.684	303.000	-0.918	303.000	-0.796	0.001	-0.987	-0.906	-0.812	-94.970	0.037	0.001	12.000	1.541	39.513
13.000	76.000	-1.684	305.000	1.082	304.000	0.204	-0.008	1.575	0.990	0.321	-95.160	-0.153	-0.003	13.000	1.541	39.513
14.000	77.000	-0.684	304.000	0.082	302.000	-1.796	-0.018	1.137	-0.115	-1.546	-94.850	0.157	0.003	14.000	1.541	39.513
15.000	77.000	-0.684	302.000	-1.918	303.000	-0.796	0.011	-2.549	-1.801	-0.946	-94.860	0.147	0.003	15.000	1.541	39.513
16.000	77.000	-0.684	304.000	0.082	304.000	0.204	0.001	0.013	0.094	0.188	-95.000	0.007	0.000	16.000	1.541	39.513
17.000	77.000	-0.684	303.000	-0.918	306.000	2.204	0.030	-2.673	-0.591	1.788	-94.770	0.237	0.004	17.000	1.541	39.513
18.000	77.000	-0.684	305.000	1.082	304.000	0.204	-0.008	1.575	0.990	0.321	-94.680	0.327	0.006	18.000	1.541	39.513
19.000	76.000	-1.684	304.000	0.082	304.000	0.204	0.001	0.013	0.094	0.188	-94.790	0.217	0.004	19.000	1.541	39.513
20.000	77.000	-0.684	303.000	-0.918	305.000	1.204	0.020	-2.111	-0.696	0.921	-94.860	0.147	0.003	20.000	1.541	39.513
21.000	78.000	0.316	304.000	0.082	304.000	0.204	0.001	0.013	0.094	0.188	-94.810	0.197	0.003	21.000	1.541	39.513
22.000	77.000	-0.684	304.000	0.082	304.000	0.204	0.001	0.013	0.094	0.188	-95.000	0.007	0.000	22.000	1.541	39.513
23.000	78.000	0.316	304.000	0.082	304.000	0.204	0.001	0.013	0.094	0.188	-94.820	0.187	0.003	23.000	1.541	39.513
24.000	78.000	0.316	305.000	1.082	304.000	0.204	-0.008	1.575	0.990	0.321	-94.950	0.057	0.001	24.000	1.541	39.513
25.000	79.000	1.316	306.000	2.082	303.000	-0.796	-0.027	3.699	1.780	-0.412	-94.770	0.237	0.004	25.000	1.541	39.513
26.000	78.000	0.316	302.000	-1.918	305.000	1.204	0.030	-3.673	-1.591	0.788	-94.520	0.487	0.009	26.000	1.541	39.513
27.000	78.000	0.316	305.000	1.082	306.000	2.204	0.011	0.451	1.199	2.054	-94.710	0.297	0.005	27.000	1.541	39.513
28.000	77.000	-0.684	304.000	0.082	303.000	-0.796	-0.008	0.575	-0.010	-0.679	-95.010	-0.003	0.000	28.000	1.541	39.513
29.000	77.000	-0.684	303.000	-0.918	303.000	-0.796	0.001	-0.987	-0.906	-0.812	-94.970	0.037	0.001	29.000	1.541	39.513
30.000	77.000	-0.684	305.000	1.082	303.000	-0.796	-0.018	2.137	0.885	-0.546	-94.820	0.187	0.003	30.000	1.541	39.513
31.000	77.000	-0.684	306.000	2.082	304.000	0.204	-0.018	3.137	1.885	0.454	-95.110	-0.103	-0.002	31.000	1.541	39.513
32.000	78.000	0.316	304.000	0.082	302.000	-1.796	-0.018	1.137	-0.115	-1.546	-95.260	-0.253	-0.004	32.000	1.541	39.513
33.000	77.000	-0.684	304.000	0.082	304.000	0.204	0.001	0.013	0.094	0.188	-95.220	-0.213	-0.004	33.000	1.541	39.513
34.000	78.000	0.316	303.000	-0.918	302.000	-1.796	-0.008	-0.425	-1.010	-1.679	-95.040	-0.033	-0.001	34.000	1.541	39.513
35.000	77.000	-0.684	305.000	1.082	303.000	-0.796	-0.018	2.137	0.885	-0.546	-95.290	-0.283	-0.005	35.000	1.541	39.513
36.000	77.000	-0.684	305.000	1.082	304.000	0.204	-0.008	1.575	0.990	0.321	-95.100	-0.093	-0.002	36.000	1.541	39.513
37.000	77.000	-0.684	304.000	0.082	304.000	0.204	0.001	0.013	0.094	0.188	-95.230	-0.223	-0.004	37.000	1.541	39.513
38.000	78.000	0.316	305.000	1.082	304.000	0.204	-0.008	1.575	0.990	0.321	-94.930	0.077	0.001	38.000	1.541	39.513
39.000	77.000	-0.684	302.000	-1.918	305.000	1.204	0.030	-3.673	-1.591	0.788	-94.690	0.317	0.006	39.000	1.541	39.513
40.000	77.000	-0.684	304.000	0.082	304.000	0.204	0.001	0.013	0.094	0.188	-95.330	-0.323	-0.006	40.000	1.541	39.513
41.000	78.000	0.316	304.000	0.082	304.000	0.204	0.001	0.013	0.094	0.188	-95.210	-0.203	-0.004	41.000	1.541	39.513
42.000	78.000	0.316	304.000	0.082	302.000	-1.796	-0.018	1.137	-0.115	-1.546	-94.940	0.067	0.001	42.000	1.541	39.513
43.000	78.000	0.316	303.000	-0.918	304.000	0.204	0.011	-1.549	-0.801	0.054	-95.070	-0.063	-0.001	43.000	1.541	39.513
44.000	78.000	0.316	304.000	0.082	305.000	1.204	0.011	-0.549	0.199	1.054	-94.770	0.237	0.004	44.000	1.541	39.513
45.000	77.000	-0.684	304.000	0.082	304.000	0.204	0.001	0.013	0.094	0.188	-95.040	-0.033	-0.001	45.000	1.541	39.513
46.000	78.000	0.316	304.000	0.082	303.000	-0.796	-0.008	0.575	-0.010	-0.679	-94.720	0.287	0.005	46.000	1.541	39.513
47.000	78.000	0.316	304.000	0.082	303.000	-0.796	-0.008	0.575	-0.010	-0.679	-94.640	0.367	0.006	47.000	1.541	39.513
48.000	79.000	1.316	304.000	0.082	305.000	1.204	0.011	-0.549	0.199	1.054	-95.000	0.007	0.000	48.000	1.541	39.513
49.000	78.000	0.316	303.000	-0.918	305.000	1.204	0.020	-2.111	-0.696	0.921	-95.130	-0.123	-0.002	49.000	1.541	39.513
50.000	78.000	0.316	304.000	0.082	304.000	0.204	0.001	0.013	0.094	0.188	-94.980	0.027	0.000	50.000	1.541	39.513
51.000	77.000	-0.684	304.000	0.082	304.000	0.204	0.001	0.013	0.094	0.188	-95.020	-0.013	0.000	51.000	1.541	39.513
52.000	78.000	0.316	305.000	1.082	303.000	-0.796	-0.018	2.137	0.885	-0.546	-95.190	-0.183	-0.003	52.000	1.541	39.513
53.000	77.000	-0.684	304.000	0.082	304.000	0.204	0.001	0.013	0.094	0.188	-95.030	-0.023	0.000	53.000	1.541	39.513
54.000	78.000	0.316	304.000	0.082	303.000	-0.796	-0.008	0.575	-0.010	-0.679	-95.310	-0.303	-0.005	54.000	1.541	39.513
55.000	79.000	1.316	304.000	0.082	304.000	0.204	0.001	0.013	0.094	0.188	-95.350	-0.343	-0.006	55.000	1.541	39.513
56.000	79.000	1.316	304.000	0.082	305.000	1.204	0.011	-0.549	0.199	1.054	-95.370	-0.363	-0.006	56.000	1.541	39.513
57.000	78.000	0.316	304.000	0.082	304.000	0.204	0.001	0.013	0.094	0.188	-94.690	0.317	0.006	57.000	1.541	39.513
58.000	78.000	0.316	304.000	0.082	303.000	-0.796	-0.008	0.575	-0.010	-0.679	-94.610	0.397	0.007	58.000	1.541	39.513
59.000	79.000	1.316	306.000	2.082	305.000	1.204	-0.008	2.575	1.990	1.321	-94.760	0.247	0.004	59.000	1.541	39.513
60.000	78.000	0.316	302.000	-1.918	305.000	1.204	0.030	-3.673	-1.591	0.788	-94.930	0.077	0.001	60.000	1.541	39.513

Nota. Por motivos de extensión, en este anexo se presenta únicamente la primera hoja del registro.

La base de datos completa se encuentra disponible en formato digital previa solicitud a los tesistas.

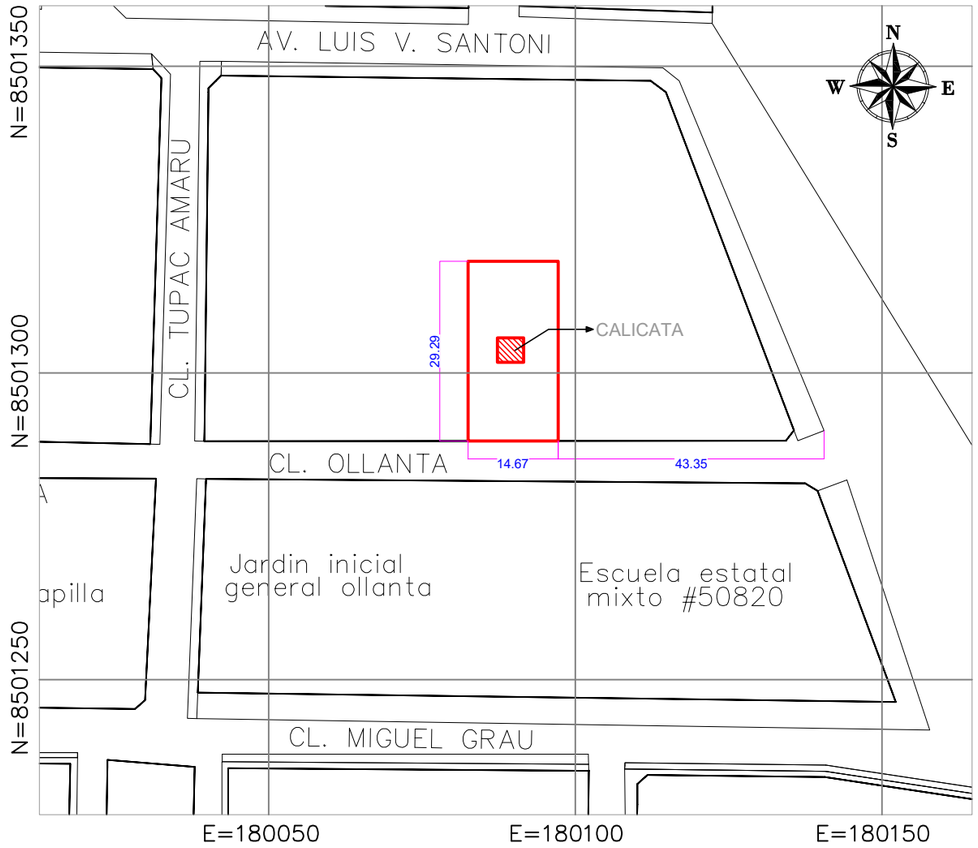
UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
TESIS: "INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"
TIPO DE SUELO: GRANULAR MURO TIPO IV: CONFIGURACION CON PUNTERA Y TALON N° DE CORRIDA: SEGUNDA

Tiempo total de ensayo (s)	S1(mm)	ΔS1 (medido) (mm)	S2(mm)	ΔS2 (medido) (mm)	S3(mm)	ΔS3 (medido) (mm)	k ((ΔS3-ΔS2)/(z_3-z_2))	u(o) (ΔS2-(z_2)(k))	$\Delta S_{(z=0.35H)}$ (mm)	$\Delta S_{(z=0.75H)}$ (mm)	Roll (θ) (°)	Δθ (°)	Δθ (rad)	Tiempo de carga (s)	Peso total (P) (kgf)	q (kgf/m2)
0.000	71.000	-2.205	297.000	-1.386	300.000	1.732	0.030	-3.257	-1.178	1.198	-93.750	-0.040	-0.001	0.000	1.541	39.513
1.000	70.000	-3.205	297.000	-1.386	298.000	-0.268	0.011	-2.057	-1.311	-0.459	-93.770	-0.060	-0.001	1.000	1.541	39.513
2.000	71.000	-2.205	297.000	-1.386	298.000	-0.268	0.011	-2.057	-1.311	-0.459	-93.500	0.210	0.004	2.000	1.541	39.513
3.000	71.000	-2.205	300.000	1.614	298.000	-0.268	-0.018	2.743	1.489	0.055	-93.460	0.250	0.004	3.000	1.541	39.513
4.000	70.000	-3.205	298.000	-0.386	299.000	0.732	0.011	-1.057	-0.311	0.541	-93.410	0.300	0.005	4.000	1.541	39.513
5.000	72.000	-1.205	299.000	0.614	298.000	-0.268	-0.008	1.143	0.555	-0.117	-93.570	0.140	0.002	5.000	1.541	39.513
6.000	72.000	-1.205	297.000	-1.386	297.000	-1.268	0.001	-1.457	-1.378	-1.288	-93.530	0.180	0.003	6.000	1.541	39.513
7.000	71.000	-2.205	298.000	-0.386	297.000	-1.268	-0.008	0.143	-0.445	-1.117	-93.700	0.010	0.000	7.000	1.541	39.513
8.000	72.000	-1.205	298.000	-0.386	297.000	-1.268	-0.008	0.143	-0.445	-1.117	-93.620	0.090	0.002	8.000	1.541	39.513
9.000	72.000	-1.205	298.000	-0.386	299.000	0.732	0.011	-1.057	-0.311	0.541	-93.870	-0.160	-0.003	9.000	1.541	39.513
10.000	71.000	-2.205	299.000	0.614	300.000	1.732	0.011	-0.057	0.689	1.541	-93.830	-0.120	-0.002	10.000	1.541	39.513
11.000	71.000	-2.205	299.000	0.614	300.000	1.732	0.011	-0.057	0.689	1.541	-93.850	-0.140	-0.002	11.000	1.541	39.513
12.000	73.000	-0.205	298.000	-0.386	298.000	-0.268	0.001	-0.457	-0.378	-0.288	-93.870	-0.160	-0.003	12.000	1.541	39.513
13.000	72.000	-1.205	299.000	0.614	299.000	0.732	0.001	0.543	0.622	0.712	-93.600	0.110	0.002	13.000	1.541	39.513
14.000	72.000	-1.205	298.000	-0.386	298.000	-0.268	0.001	-0.457	-0.378	-0.288	-93.970	-0.260	-0.005	14.000	1.541	39.513
15.000	72.000	-1.205	298.000	-0.386	299.000	0.732	0.011	-1.057	-0.311	0.541	-93.870	-0.160	-0.003	15.000	1.541	39.513
16.000	73.000	-0.205	299.000	0.614	299.000	0.732	0.001	0.543	0.622	0.712	-93.840	-0.130	-0.002	16.000	1.541	39.513
17.000	71.000	-2.205	297.000	-1.386	297.000	-1.268	0.001	-1.457	-1.378	-1.288	-93.820	-0.110	-0.002	17.000	1.541	39.513
18.000	71.000	-2.205	299.000	0.614	298.000	-0.268	-0.008	1.143	0.555	-0.117	-93.720	-0.010	0.000	18.000	1.541	39.513
19.000	71.000	-2.205	298.000	-0.386	298.000	-0.268	0.001	-0.457	-0.378	-0.288	-93.490	0.220	0.004	19.000	1.541	39.513
20.000	70.000	-3.205	297.000	-1.386	298.000	-0.268	0.011	-2.057	-1.311	-0.459	-93.810	-0.100	-0.002	20.000	1.541	39.513
21.000	70.000	-3.205	297.000	-1.386	299.000	0.732	0.020	-2.657	-1.245	0.369	-93.680	0.030	0.001	21.000	1.541	39.513
22.000	71.000	-2.205	297.000	-1.386	299.000	0.732	0.020	-2.657	-1.245	0.369	-93.590	0.120	0.002	22.000	1.541	39.513
23.000	73.000	-0.205	298.000	-0.386	299.000	0.732	0.011	-1.057	-0.311	0.541	-93.540	0.170	0.003	23.000	1.541	39.513
24.000	73.000	-0.205	298.000	-0.386	297.000	-1.268	-0.008	0.143	-0.445	-1.117	-93.560	0.150	0.003	24.000	1.541	39.513
25.000	73.000	-0.205	297.000	-1.386	297.000	-1.268	0.001	-1.457	-1.378	-1.288	-93.730	-0.020	0.000	25.000	1.541	39.513
26.000	74.000	0.795	299.000	0.614	299.000	0.732	0.001	0.543	0.622	0.712	-93.670	0.040	0.001	26.000	1.541	39.513
27.000	73.000	-0.205	298.000	-0.386	298.000	-0.268	0.001	-0.457	-0.378	-0.288	-93.600	0.110	0.002	27.000	1.541	39.513
28.000	73.000	-0.205	296.000	-2.386	298.000	-0.268	0.020	-3.657	-2.245	-0.631	-93.470	0.240	0.004	28.000	1.541	39.513
29.000	72.000	-1.205	297.000	-1.386	298.000	-0.268	0.011	-2.057	-1.311	-0.459	-93.740	-0.030	-0.001	29.000	1.541	39.513
30.000	73.000	-0.205	298.000	-0.386	300.000	1.732	0.020	-1.657	-0.245	1.369	-93.640	0.070	0.001	30.000	1.541	39.513
31.000	73.000	-0.205	297.000	-1.386	300.000	1.732	0.030	-3.257	-1.178	1.198	-93.740	-0.030	-0.001	31.000	1.541	39.513
32.000	72.000	-1.205	298.000	-0.386	298.000	-0.268	0.001	-0.457	-0.378	-0.288	-93.730	-0.020	0.000	32.000	1.541	39.513
33.000	72.000	-1.205	300.000	1.614	299.000	0.732	-0.008	2.143	1.555	0.883	-93.730	-0.020	0.000	33.000	1.541	39.513
34.000	72.000	-1.205	298.000	-0.386	299.000	0.732	0.011	-1.057	-0.311	0.541	-93.590	0.120	0.002	34.000	1.541	39.513
35.000	72.000	-1.205	297.000	-1.386	297.000	-1.268	0.001	-1.457	-1.378	-1.288	-93.510	0.200	0.003	35.000	1.541	39.513
36.000	72.000	-1.205	299.000	0.614	298.000	-0.268	-0.008	1.143	0.555	-0.117	-93.420	0.290	0.005	36.000	1.541	39.513
37.000	72.000	-1.205	298.000	-0.386	299.000	0.732	0.011	-1.057	-0.311	0.541	-93.590	0.120	0.002	37.000	1.541	39.513
38.000	72.000	-1.205	297.000	-1.386	299.000	0.732	0.020	-2.657	-1.245	0.369	-93.710	0.000	0.000	38.000	1.541	39.513
39.000	72.000	-1.205	299.000	0.614	298.000	-0.268	-0.008	1.143	0.555	-0.117	-93.650	0.060	0.001	39.000	1.541	39.513
40.000	73.000	-0.205	299.000	0.614	299.000	0.732	0.001	0.543	0.622	0.712	-93.810	-0.100	-0.002	40.000	1.541	39.513
41.000	72.000	-1.205	299.000	0.614	297.000	-1.268	-0.018	1.743	0.489	-0.945	-93.790	-0.080	-0.001	41.000	1.541	39.513
42.000	72.000	-1.205	299.000	0.614	299.000	0.732	0.001	0.543	0.622	0.712	-93.720	-0.010	0.000	42.000	1.541	39.513
43.000	73.000	-0.205	297.000	-1.386	297.000	-1.268	0.001	-1.457	-1.378	-1.288	-93.990	-0.280	-0.005	43.000	1.541	39.513
44.000	74.000	0.795	297.000	-1.386	298.000	-0.268	0.011	-2.057	-1.311	-0.459	-93.720	-0.010	0.000	44.000	1.541	39.513
45.000	73.000	-0.205	297.000	-1.386	298.000	-0.268	0.011	-2.057	-1.311	-0.459	-93.680	0.030	0.001	45.000	1.541	39.513
46.000	74.000	0.795	298.000	-0.386	298.000	-0.268	0.001	-0.457	-0.378	-0.288	-93.430	0.280	0.005	46.000	1.541	39.513
47.000	74.000	0.795	298.000	-0.386	298.000	-0.268	0.001	-0.457	-0.378	-0.288	-93.660	0.050	0.001	47.000	1.541	39.513
48.000	73.000	-0.205	299.000	0.614	297.000	-1.268	-0.018	1.743	0.489	-0.945	-93.700	0.010	0.000	48.000	1.541	39.513
49.000	73.000	-0.205	297.000	-1.386	300.000	1.732	0.030	-3.257	-1.178	1.198	-93.780	-0.070	-0.001	49.000	1.541	39.513
50.000	73.000	-0.205	298.000	-0.386	298.000	-0.268	0.001	-0.457	-0.378	-0.288	-93.740	-0.030	-0.001	50.000	1.541	39.513
51.000	73.000	-0.205	298.000	-0.386	299.000	0.732	0.011	-1.057	-0.311	0.541	-93.930	-0.220	-0.004	51.000	1.541	39.513
52.000	73.000	-0.205	298.000	-0.386	297.000	-1.268	-0.008	0.143	-0.445	-1.117	-93.740	-0.030	-0.001	52.000	1.541	39.513
53.000	72.000	-1.205	298.000	-0.386	299.000	0.732	0.011	-1.057	-0.311	0.541	-93.610	0.100	0.002	53.000	1.541	39.513
54.000	72.000	-1.205	299.000	0.614	300.000	1.732	0.011	-0.057	0.689	1.541	-93.740	-0.030	-0.001	54.000	1.541	39.513
55.000	73.000	-0.205	298.000	-0.386	299.000	0.732	0.011	-1.057	-0.311	0.541	-93.930	-0.220	-0.004	55.000	1.541	39.513
56.000	72.000	-1.205	299.000	0.614	299.000	0.732	0.001	0.543	0.622	0.712	-93.850	-0.140	-0.002	56.000	1.541	39.513
57.000	74.000	0.795	300.000	1.614	298.000	-0.268	-0.018	2.743	1.489	0.055	-93.920	-0.210	-0.004	57.000	1.541	39.513
58.000	72.000	-1.205	299.000	0.614	299.000	0.732	0.001	0.543	0.622	0.712	-93.680	0.030	0.001	58.000	1.541	39.513
59.000	73.000	-0.205	299.000	0.614	299.000	0.732	0.001	0.543	0.622	0.712	-93.580	0.130	0.002	59.000	1.541	39.513
60.000	73.000	-0.205	299.000	0.614	298.000	-0.268	-0.008	1.143	0.555	-0.117	-93.640	0.070	0.001	60.000	1.541	39.513

Nota. Por motivos de extensión, en este anexo se presenta únicamente la primera hoja del registro.

La base de datos completa se encuentra disponible en formato digital previa solicitud a los tesistas.

Anexo H: Planos



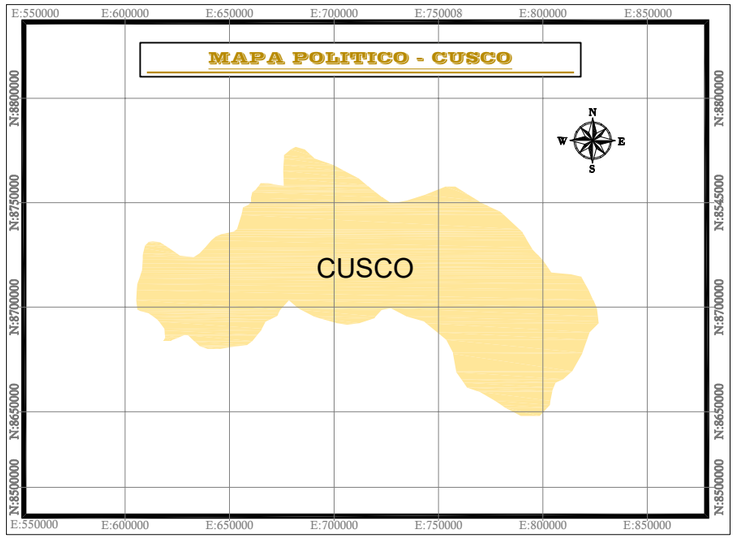
Ubicacion de la calicata suelo cohesivo
ESC. 1:1000



Ubicacion de la calicata suelo cohesivo vista Satelital

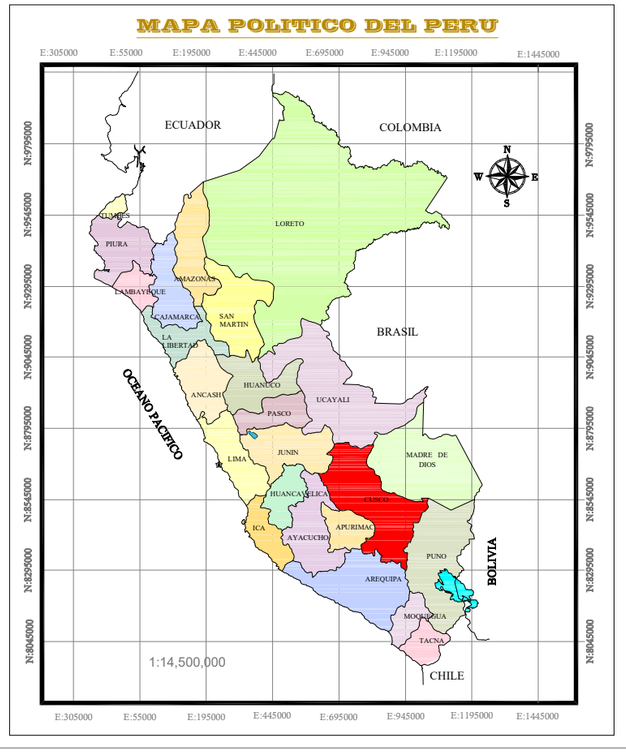


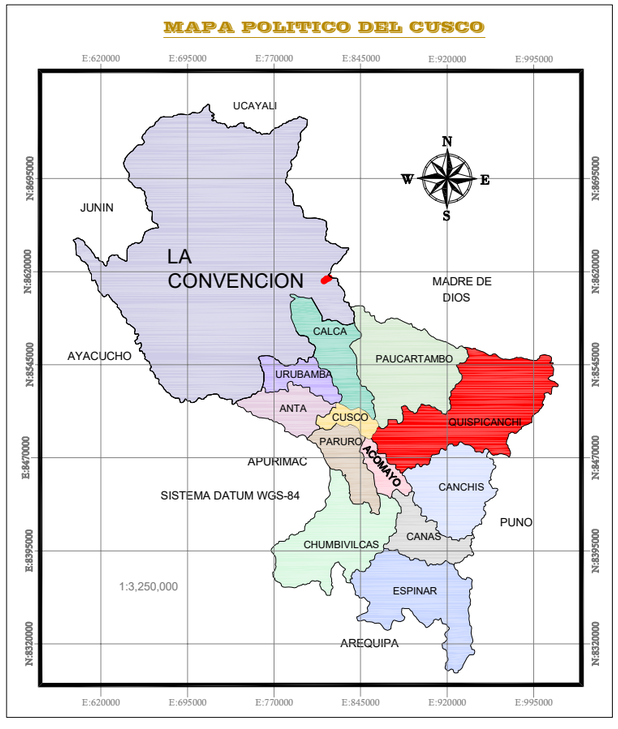
Calicata suelo cohesivo



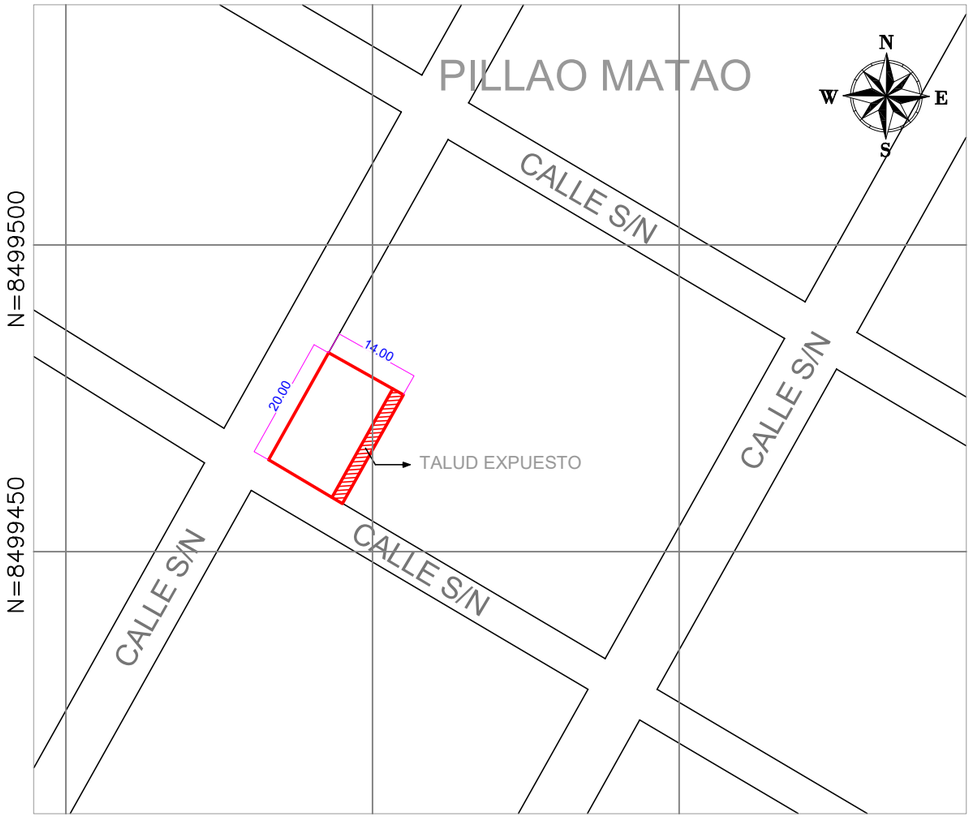
NOTAS:

1. LOS PLANOS ESTÁN REFERIDOS AL DATUM WGS-84, ZONA 19 SUR.
2. LAS DIMENSIONES ESTAN EN METROS, SALVO INDICACION CONTRARIA.





UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO	
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
	TESIS: "INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"
	TESISTAS: JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL, FRANCO CUEVA MONDACA
	ASESOR: Mgt. Ing. CARLOS FERNANDEZ BACA VIDAL
UBICACIÓN: REGION : CUSCO, PROVINCIA : CUSCO, DISTRITO : SANTIAGO	TIPO DE PLANO: UBICACIÓN; ESCALA: INDICADAS
NOMBRE DE PLANO: UBICACIÓN DE CALICATA DE SUELO COHESIVO	LÁMINA: P-01



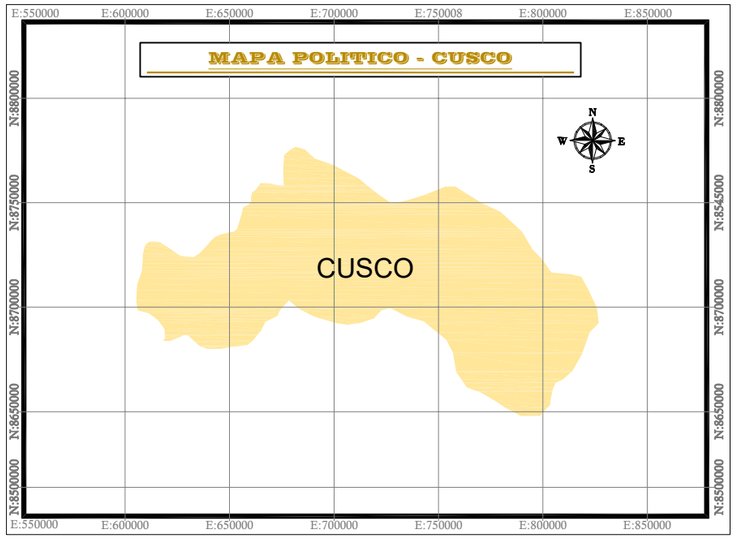
Ubicacion del talud expuesto para el suelo granular
ESC. 1:1000



Ubicacion Del talón expuesto de suelo Granular en vista Satelital

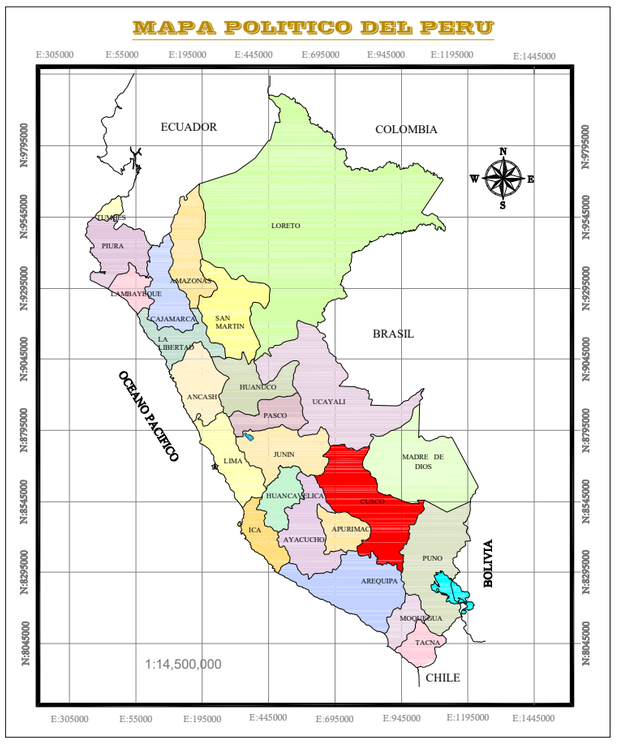


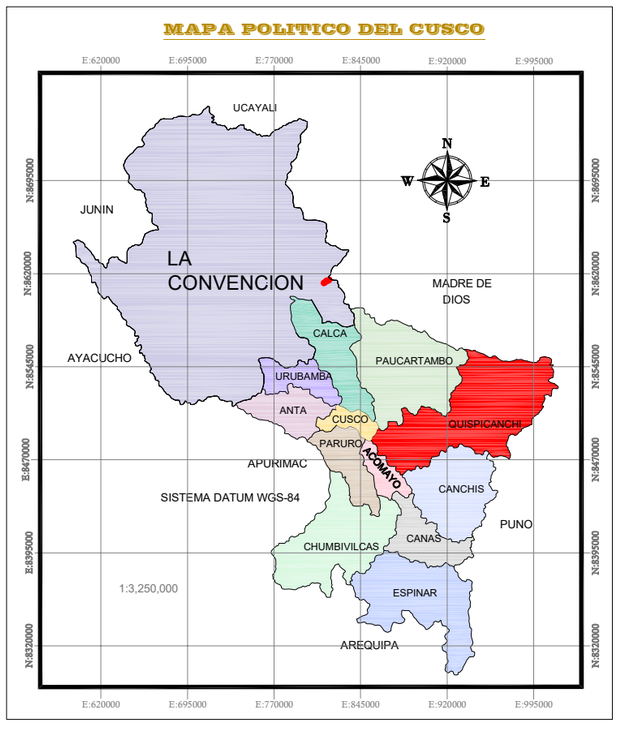
Talud expuesto de suelo granular



NOTAS:

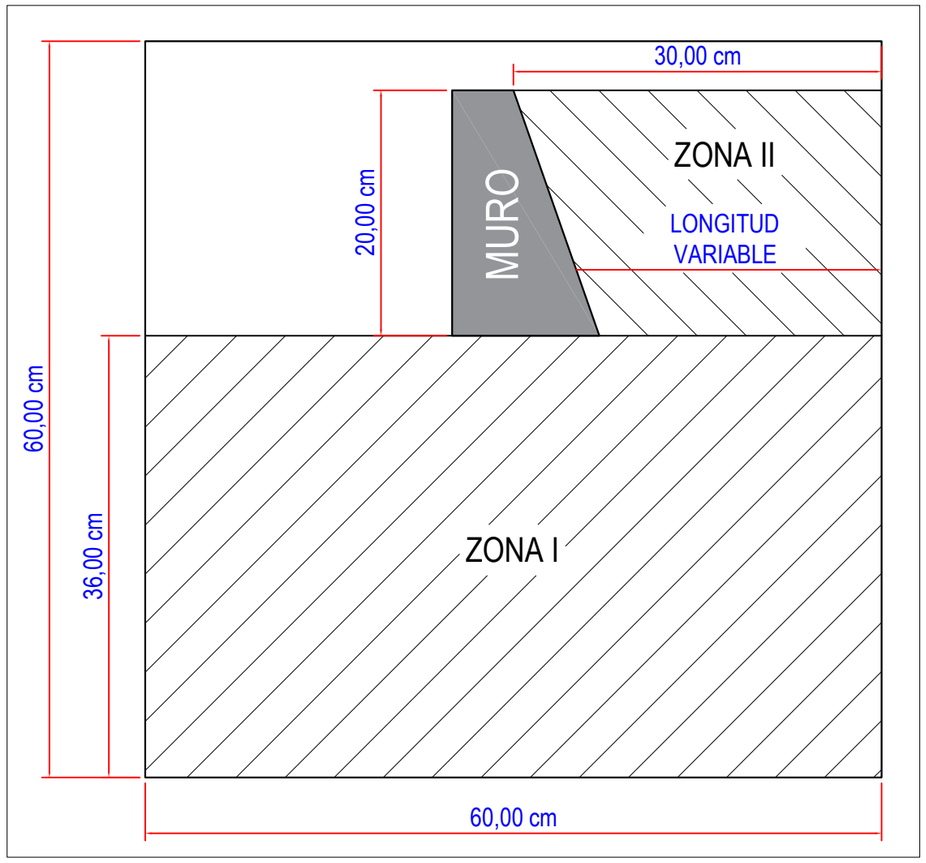
1. LOS PLANOS ESTÁN REFERIDOS AL DATUM WGS-84, ZONA 19 SUR.
2. LAS DIMENSIONES ESTAN EN METROS, SALVO INDICACION CONTRARIA.





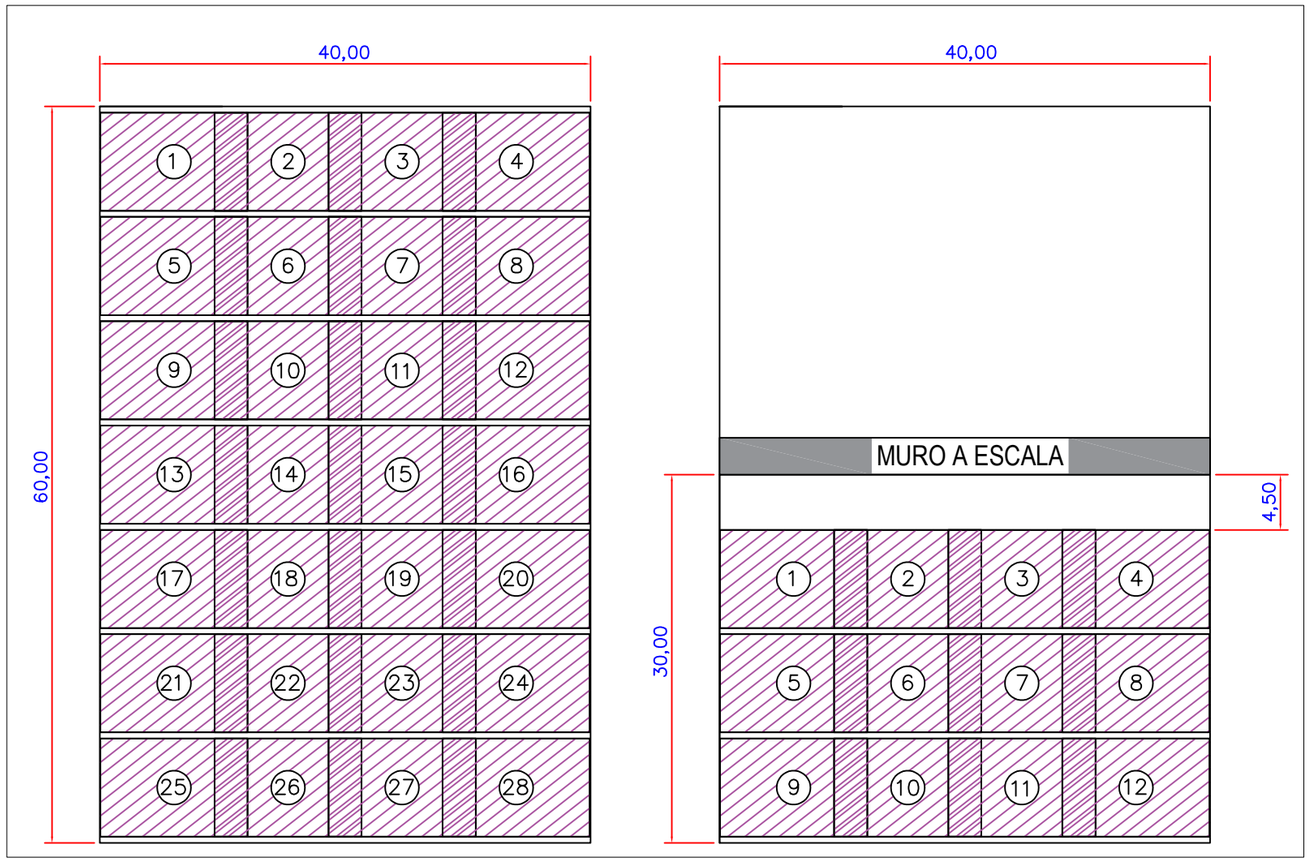
UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO	
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
TESIS: "INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"	
TESISTAS: JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL FRANCO CUEVA MONDACA	ASESOR: Mgt. Ing. CARLOS FERNÁNDEZ BACA VIDAL
UBICACIÓN: REGION : CUSCO PROVINCIA : CUSCO DISTRITO : SANTIAGO	TIPO DE PLANO: UBICACIÓN ESCALA: INDICADAS
NOMBRE DE PLANO: UBICACIÓN DE TALUD EXPUESTO DE SUELO GRANULAR	LÁMINA: P-02

VISTA EN CORTE



Zonas de relleno de Suelo Cohesivo
ESC. 1:5

VISTA EN PLANTA



Secuencia de compactación en Zona I y II
ESC. 1:5

NOTAS:

1. La presente lámina corresponde al modelo físico experimental empleado en la investigación, construido a escala 1:25. Las escalas indicadas en la lámina (ESC. 1:5) se refieren únicamente a la representación gráfica del cajón de ensayo y la zonificación del relleno.
2. El rótulo “VARIABLE” corresponde a la longitud efectiva disponible del relleno en el trasdós del muro para cada capa de compactación, la cual varía en función de la geometría del muro a escala (configuración ensayada) y de la cota considerada.
3. La configuración sin puntera y talón en este plano es solo representativa pues la geometría de este dependerá de la configuración específica de cada ensayo.
4. Zona I corresponde al relleno base compactado hasta la cota indicada en la vista en corte; Zona II corresponde al relleno en el trasdós del muro, colocado y compactado según la secuencia mostrada en vista en planta..

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:
"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"

TESISTAS:
JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL
FRANCO CUEVA MONDACA

ASESOR:
Mgt. Ing. CARLOS FERNANDEZ BACA VIDAL

UBICACIÓN:
REGION : CUSCO
PROVINCIA : CUSCO
DISTRITO : SANTIAGO

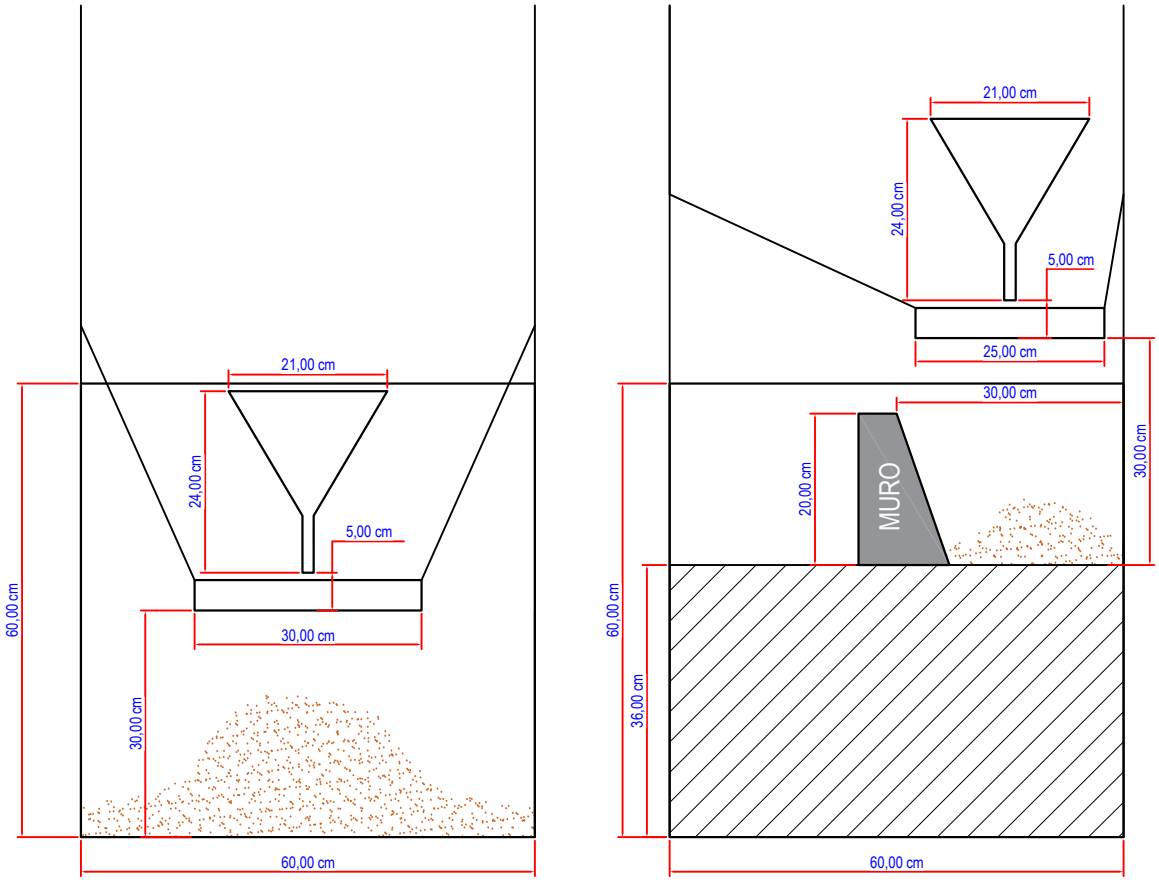
TIPO DE PLANO:
DETALLE

ESCALA:
INDICADAS

NOMBRE DE PLANO:
DETALLE DE COLOCACIÓN Y COMPACTACIÓN DE SUELO COHESIVO

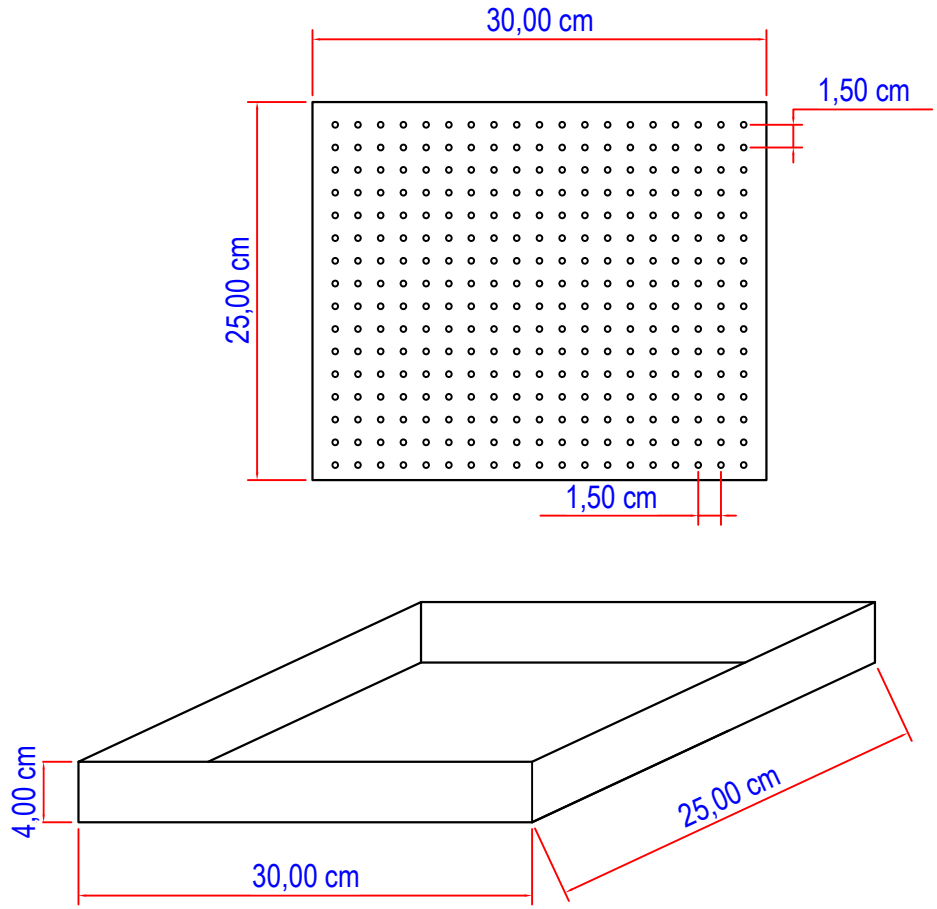
LÁMINA:
P-03

VISTA EN CORTE



Colocación de suelo granular por pluviación
ESC. 1:10

DETALLE DE PLACA PERFORADA



Placa perforada para lluvia de arena
ESC. 1:5

NOTAS:

1. La presente lámina corresponde al modelo físico experimental empleado en la investigación, construido a escala 1:25; las escalas indicadas se refieren únicamente a la representación gráfica del cajón y del dispositivo de colocación.
2. Se muestra la configuración del embudo y la placa perforada (difusor) para la colocación del suelo granular por lluvia de arena, tanto en el relleno frontal como en el relleno del trasdós del muro a escala.
3. La altura de caída efectiva (H) se define como la distancia vertical entre la salida de deposición (placa/boquilla) y la superficie del relleno; durante el proceso se mantiene constante (30 cm) ajustando la posición del dispositivo.
4. Se muestra también el detalle de la configuración de la placa metálica perforada, donde el diámetro de cada agujero es de 4 mm y la separación entre perforaciones corresponde a distancia centro a centro de 1.50 cm en malla regular.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:
"INFLUENCIA DE LA INSERCIÓN DE PUNTERA Y TALÓN EN LA ESTABILIDAD GLOBAL DE MUROS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD"

TESISTAS:
JUAN ALEXIS CONZA BERROCAL
FRANCO CUEVA MONDACA

ASESOR:
Mgt. Ing. CARLOS FERNÁNDEZ BACA VIDAL

UBICACIÓN:
REGION : CUSCO
PROVINCIA : CUSCO
DISTRITO : SANTIAGO

TIPO DE PLANO:
DETALLE

ESCALA:
INDICADAS

NOMBRE DE PLANO:
DETALLE DE COLOCACIÓN POR LLUVIA DE ARENA

LÁMINA:
P-04