

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DEL ASENTADO EN LA RESPUESTA
ESTRUCTURAL DE MUROS TIPO PIRCA MEDIANTE ENSAYOS A
ESCALA REDUCIDA**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniera Civil

AUTORA:

Geraldine Lizbeth Jaimes Cucho

ASESORA:

Dra. Sandra Cecilia Santa Cruz Hidalgo

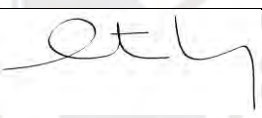
Lima, Octubre, 2024

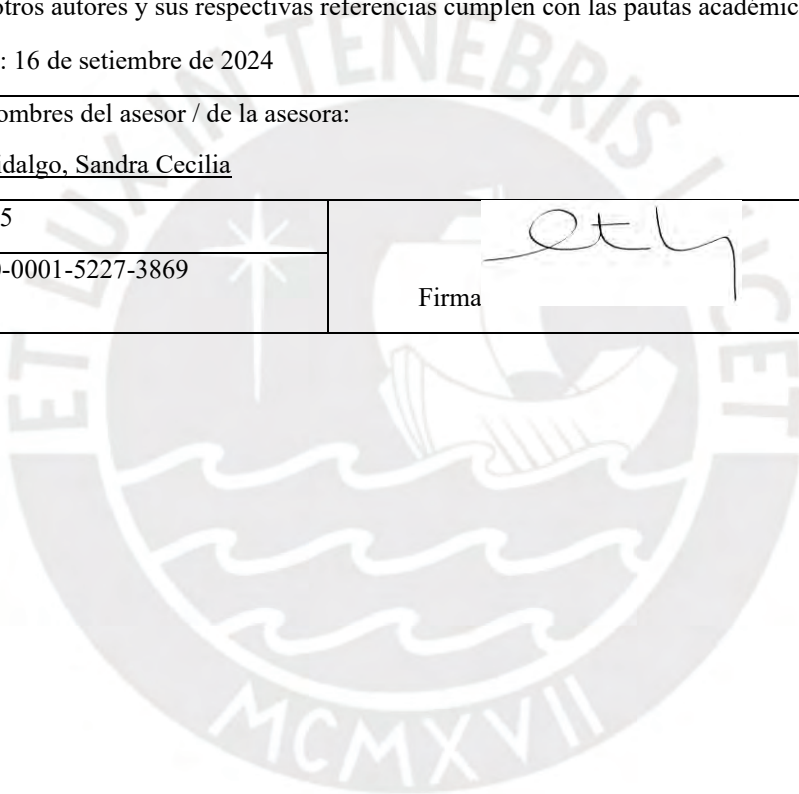
Informe de Similitud

Yo, Sandra Cecilia Santa Cruz Hidalgo, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DEL ASENTADO EN LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DE MUROS TIPO PIRCA MEDIANTE ENSAYOS A ESCALA REDUCIDA, de la autora Geraldine Lizbeth Jaimes Cucho, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 8%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 16/09/2024.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: 16 de setiembre de 2024

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Santa Cruz Hidalgo, Sandra Cecilia</u>	
DNI:09642115	 Firma
ORCID: 0000-0001-5227-3869	



RESUMEN

En la ciudad de Lima existe población que vive en laderas y asienta sus viviendas sobre pircas. La informalidad de estas construcciones conjugada con un escenario sísmico superior al de la normativa peruana desencadenarían la destrucción de estas viviendas y de las estructuras ubicadas altitudinalmente bajo ellas. Esto sin considerar las posibles víctimas humanas y pérdidas económicas. La necesidad de entender mejor el comportamiento de estos muros de piedras sin mortero ha conllevado el desarrollo de estudios (tesis) en los últimos años mediante recopilación histórica, uso de modelos experimentales o analíticos, los cuales han sido recogidos en esta tesis.

El presente texto analiza la influencia de los arreglos geométricos de las piedras en el comportamiento estructural de muros tipo pirca mediante 3 arreglos a escala reducida. Se inicia con una recopilación bibliográfica sobre las pircas plasmadas en el **Marco Teórico** en las que se identifican diversos arreglos.

Entre ellos, se elige el espaciamiento vertical entre piedras pasantes consecutivas dado que la presencia de este tipo de piedras es recomendada por diversos autores como McCombie et. al. (2016) e Ita et. Al. (2023). Se elige también la variación del traslape dado que estudios como los de McCombie et. al. (2016), Mundell et. al. (2009) y McCombie et. al. (2012) dan a entender que las juntas corridas son perjudiciales en el comportamiento del muro. Por último, se elige modificar la inclinación de las hileras en contra del movimiento lateral. Se busca explorar dicho comportamiento dado que son pocos los estudios y no son concluyentes. Esto es abordado en la **Elección y diseño de los especímenes**.

Los ensayos fueron realizados en la losa del Laboratorio de Estructuras de la PUCP. Para el ensayo se cuenta con una estación total, un nivel y un transportador, principalmente, como instrumentos de medición. Todos los cálculos fueron realizados a partir de los datos de la estación total, dada su precisión. En cuanto a los equipos, se usó una mesa inclinable donde se armaron los especímenes que fueron inclinados mediante una grúa pórtico conectada a la mesa. El procedimiento es descrito en el **Plan de ensayo**.

La respuesta estructural cuantifica la resistencia lateral, la rigidez inicial lateral, la deformación última del muro, el tipo de falla y el porcentaje de muro que se mantiene en su lugar luego del colapso, los cuales se presentan en la **Descripción de los resultados**. Los muros con mayor cantidad de piedras pasantes, traslape a la mitad y sin ángulo de inclinación son los que tienen una

mayor deformación última antes del colapso. Se observa también que los traslapes más simétricos hacen que el muro se abombe más sin fallar. En cuanto a la falla, los muros que generan menos escombros es el que tiene más piedras pasantes, traslape simétrico y sin ángulo de inclinación, y el que tiene menos piedras pasantes, juntas corridas y sin ángulo de inclinación.

Por último, se presenta la **Discusión de resultados, y Conclusiones y recomendaciones** en la que se identifica que el espaciamiento vertical entre piedras pasantes consecutivas no predice la deformación última aún cuando parecen estar relacionadas. Se confirma que, a más piedras pasantes, hay mayor resistencia, rigidez inicial y menos escombros ante una carga lateral. También, es posible reducir la cantidad de piedras pasantes, colocándolas en posiciones estratégicas. Asimismo, se concluye que los muros con traslapes simétricos se deforman más antes del colapso debido a que un buen traslape da un soporte adicional y son capaces de abombarse más antes de la falla. Por último, los muros sin inclinación de sus hileras son capaces de deformarse más antes de colapsar.

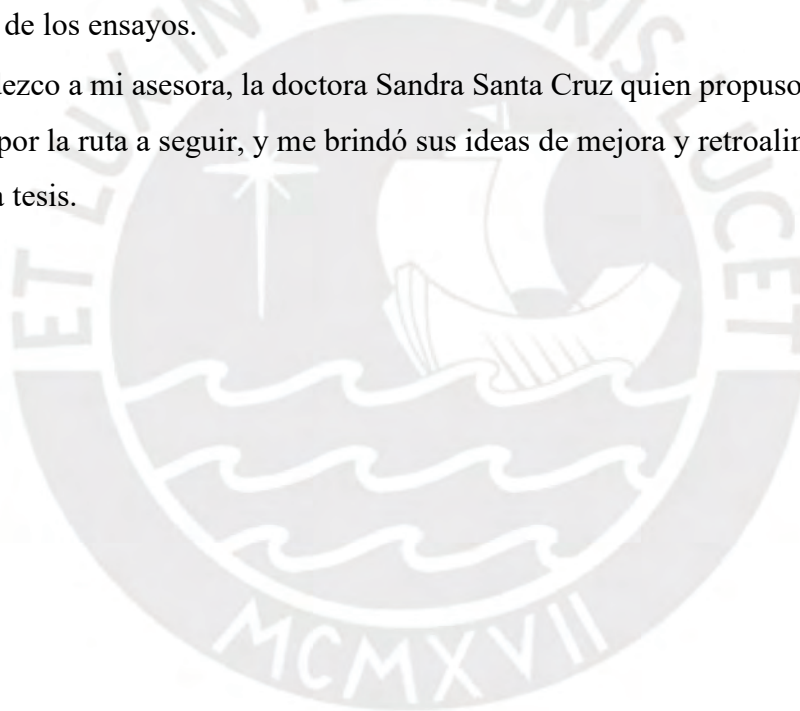
Se recomienda continuar con el desarrollo de tesis experimentales que permitan alimentar modelos numéricos de predicción de comportamiento en ensayos a escala real. En esta tesis se ha tratado las variables independientes de forma separada. Se sugiere que, en próximos estudios, se realicen análisis de regresión múltiple que permitan medir el efecto de variables combinadas.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a todas las personas involucradas de manera directa o indirecta en la realización de este trabajo, sobretodo en la ejecución de los ensayos. En primer lugar, agradezco a mi familia, cuya colaboración ha sido fundamental. Gracias a mi padre por brindarme mucho de su tiempo para la realización de los ensayos. Gracias a mi madre por el mismo apoyo, el soporte anímico y las ideas brillantes que provienen de su genialidad. Gracias también al inmenso apoyo de mi hermano, quien mientras nosotros nos ocupábamos de ejecutar los ensayos, él se encargaba de las otras actividades de casa.

De igual manera, extiendo mis agradecimientos al personal del Laboratorio de Estructuras y del gabinete de topografía quienes pusieron a mi disposición los equipos y un espacio del laboratorio para la ejecución de los ensayos.

Por último, agradezco a mi asesora, la doctora Sandra Santa Cruz quien propuso el tema inicial de la tesis, me guió por la ruta a seguir, y me brindó sus ideas de mejora y retroalimentación durante la redacción de la tesis.



LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Vivienda sobre terraplén y pirca – distrito de Carabayllo.....	10
Figura 2.2 Distintos tipos de cimentación: con pendiente (a la izquierda) y escalonada (a la derecha)	11
Figura 2.3 Sección transversal de un DSRW.....	11
Figura 2.4 Piedras de tope de un muro	12
Figura 2.5 Traslape de three-quarter through	13
Figura 2.6 Posición de piedras pasantes y traced stones en planta.....	13
Figura 2.7 Vista transversal y en planta de algunas de las categorías de las piedras	14
Figura 2.8 Muros de Burgoyne.....	16
Figura 2.9 Muros de la Universidad de Bath	17
Figura 2.10 Esquema de a. Coursed masonry y b.Opus Incertum	18
Figura 2.11 Opus Cyclopean en Le Collet-de-Déze, Francia	19
Figura 2.12 Opus clavé en: a. Esquema, b. Ejemplo de un muro de esquisto en Boscastle, Reino Unido	19
Figura 2.13 Opus a. spicatum, b. piscatum	19
Figura 2.14 Arreglos con: a. Bloques regulares, b. Bloques irregulares	20
Figura 2.15 Momento: a. volcante (producido por el suelo), b. resistente (producido por el peso).....	21
Figura 2.16 Castillo de Kumamoto.....	21
Figura 2.17 Modelo de redondez	22
Figura 2.18 a. Deformación por momento, b. Deformación por cortante	23
Figura 2.19 Abombamiento vertical.....	24
Figura 2.20 a. Volteo de bloques superiores en Ruina 16 de Zimbabwe, b. Colapso progresivo de derecha a izquierda.....	25
Figura 2.21 a. Volteo de la sección delaminada, b. Deslizamiento de la sección delaminada, c. Volteo	25
Figura 3.1 Pircas típicas de Carabayllo (medidas en metros).....	26
Figura 3.2 ‘Piedra’ pasante (a la izquierda) y traced ‘stone’ (a la derecha).....	28
Figura 3.3 Vista de perfil del criterio usado para el arreglo 1	29
Figura 3.4 Variante AIVI.....	30

Figura 3.5 Variante A1V2	30
Figura 3.6 Variante A1V3	30
Figura 3.7 Desarrollo de fuerza a tracción por fricción	31
Figura 3.8 Vista frontal del criterio usado para el arreglo 2	31
Figura 3.9 Variante A2V1	32
Figura 3.10 Variante A2V2	32
Figura 3.11 Variante A2V3	32
Figura 3.12 Inclinación de la fundación en roca a. perpendicular a la cara externa, b. en gradas y c. No aconsejable	33
Figura 3.13 Vista de perfil del arreglo 3 Variante 1	33
Figura 3.14 Variante A3V1	33
Figura 3.15 Variante A3V2	34
Figura 4.1 Inclinación del espécimen por el equipo de ensayo	36
Figura 4.2 La máquina o mesa inclinable con semidiscos y sus partes	36
Figura 4.3 Grúa pórtico y sus partes	37
Figura 4.4 Uso de un transportador y un nivel para medir los ángulos	38
Figura 4.5 Posicionamiento de los puntos medidos	39
Figura 4.6 Definición del sistema de coordenadas Norte-Este-Z (X-Y-Z)	40
Figura 4.7 Transformación de coordenadas para el tratamiento de datos	43
Figura 5.1 Desplazamientos esperados $\mu(\delta h)$ vs altura para A1V1, A1V2 y A1V3 según el ángulo	50
Figura 5.2 Gráfico resumen de desplazamientos esperados $\mu(\delta h)$ según espaciamiento vertical entre piedras pasantes	50
Figura 5.3 Curvas de capacidad para las variantes del arreglo 1: $\mu(\delta h_{max})$ vs V_{cal}/W	51
Figura 5.4 Forma de falla para A1V1 (los bloques azules representan las filas en donde se ubican las ‘piedras’ pasantes)	52
Figura 5.5 Forma de falla para A1V2 (los bloques azules representan las filas en donde se ubican las ‘piedras’ pasantes)	52
Figura 5.6 Forma de falla para A1V3 (los bloques azules representan las filas en donde se ubican las ‘piedras’ pasantes)	53

Figura 5.7 Vista de perfil (izquierdo) de (a) A1V1 (P2), (b) A1V2 (P1) y (c) A1V3 (P2) (el achurado azul indica las unidades que son 'piedras' pasantes)	53
Figura 5.8 Desplazamientos esperados $\mu(\delta h)$ vs altura para A2V1, A2V2, A1V3 y A2V3 según el ángulo	57
Figura 5.9 Gráfico resumen de desplazamientos esperados $\mu(\delta h)$ según longitud de traslape	57
Figura 5.10 Abombamiento horizontal para $h_{m\acute{a}x}=0.375$ m de A2V1, A2V2, A2V3 y A1V3	60
Figura 5.11 Curvas de capacidad para las variantes del arreglo 2: $\mu(\delta h = h_{max})$ vs V_{cal}/W	61
Figura 5.12 Forma de falla para el arreglo 2. En este caso se ha tomado la prueba 2 de A2V2 (los bloques azules son las 'piedras' pasantes)	63
Figura 5.13 Vista frontal de A2V1 (P1) (la línea azul delinea el borde del muro después del colapso)	63
Figura 5.14 Vista frontal de A2V2 (P1) (la línea azul delinea el borde del muro después del colapso)	63
Figura 5.15 Vista frontal de A2V3 (P1)	64
Figura 5.16 Desplazamientos esperados $\mu(\delta h)$ vs altura para A3V1, A3V2 y A1V1 según el ángulo	66
Figura 5.17 Gráfico resumen de desplazamientos esperados $\mu(\delta h)$ según la inclinación de las hileras	67
Figura 5.18 Curvas de capacidad para las variantes del arreglo 3: $\mu(\delta h = h_{max})$ vs V_{cal}/W	68
Figura 5.19 Forma de falla para A3V1 (los bloques azules son las 'piedras' pasantes y la cuña anaranjada muestra la pendiente de la base de 6.2°)	69
Figura 5.20 Forma de falla para A3V2 (los bloques azules son las 'piedras' pasantes y la cuña anaranjada muestra la pendiente de la base de 10.3°)	69
Figura 5.21 Vista frontal de A3V1 (P3) (las flechas en rojo indican el movimiento de la mesa generada por la caída)	70
Figura 5.22 Vista frontal de A3V2 (P1) (las flechas en rojo indican el movimiento de la mesa generada por la caída)	70

Figura 5.23 Gráfica alternativa ángulo de rotación vs desplazamientos para todas las variantes	72
Figura 5.24 Esquema de la porción superior que falla	72
Figura 5.25 Recta de regresión lineal que vincula el valor esperado de la deformación del muro para el máximo ángulo de rotación medido y el número de filas entre dos pasantes consecutivas	75
Figura 5.26 Recta de regresión lineal que vincula la resistencia durante el colapso y el número de filas entre dos pasantes consecutivas verticales.....	76
Figura 5.27 Recta de regresión lineal que vincula la rigidez inicial y el número de filas entre dos pasantes consecutivas verticales.....	76
Figura 5.28 Recta de regresión lineal que vincula el porcentaje de filas que se mantienen en el muro después del colapso y el número de filas entre dos pasantes consecutivas verticales.....	76
Figura 5.29 Recta de regresión lineal que vincula el valor esperado de la deformación del muro para el máximo ángulo de rotación medido y el traslape entre dos filas consecutivas	77
Figura 5.30 Recta de regresión lineal que vincula la resistencia durante el colapso y el traslape entre dos filas consecutivas	77
Figura 5.31 Recta de regresión lineal que vincula la rigidez inicial y el traslape entre dos filas consecutivas	77
Figura 5.32 Recta de regresión lineal que vincula el porcentaje de filas que se mantienen en el muro después del colapso y el traslape entre dos filas consecutivas	78
Figura 5.33 Recta de regresión lineal que vincula el valor esperado de la deformación del muro para el máximo ángulo de rotación medido y la inclinación de la base	78
Figura 5.34 Recta de regresión que vincula la resistencia durante el colapso e inclinación de base	78
Figura 5.35 Recta de regresión lineal que vincula la rigidez inicial y la inclinación de la base	79
Figura 5.36 Recta de regresión lineal que vincula el porcentaje de filas que se mantienen en el muro después del colapso y la inclinación de la base	79
Figura 6.1 Deformaciones esperadas según la altura $\mu(\delta h)$ y el ángulo medido para la prueba 2 de A1V1 (izquierda) y Deformaciones esperadas según la altura $\mu(\delta h)$ y el ángulo calculado para la prueba 2 de A1V1 (derecha)	81

Figura 6.2 Zona de colapso según la posición de la piedra pasante en muros con espaciamiento entre pasantes consecutivas de (a) una fila A1V1, (b) dos filas A1V2 y (c) tres filas A1V3.....	88
Figura 6.3 Irregularidades del material	89
Figura 6.4 Aplicación de una carga unitaria en un muro con traslape a la mitad	90
Figura 6.5 Aplicación de una carga unitaria en un muro con traslape de 1/6	90
Figura 6.6 Desplazamientos horizontales de los muros de Burgoyne durante el vertido del relleno de: a) Muro A, b) Muro B, c) Muro C y d) Muro D.....	92



LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 <i>Brazo de palanca del momento resistente (rh)</i>	21
Tabla 2.2 <i>Factores de seguridad mínimos según tipo de falla</i>	24
Tabla 3.1 <i>Demanda de unidades</i>	28
Tabla 3.2 <i>Tabla resumen de las características de los arreglos y sus variantes</i>	34
Tabla 5.1 <i>Deformaciones de A1V1 ($h_{m\acute{a}x,te\acute{o}rica}=0.375\text{ m}$)</i>	47
Tabla 5.2 <i>Desplazamientos de los puntos de control de A1V1 para $\alpha_{m\acute{a}x,med}=15^\circ$</i>	47
Tabla 5.3 <i>Deformaciones de A1V2 ($h_{m\acute{a}x,te\acute{o}rica}=0.375\text{ m}$)</i>	48
Tabla 5.4 <i>Desplazamientos de los puntos de control de A1V2 para $\alpha_{m\acute{a}x,med}=15^\circ$</i>	48
Tabla 5.5 <i>Deformaciones de A1V3 ($h_{m\acute{a}x,te\acute{o}rica}=0.375\text{ m}$)</i>	49
Tabla 5.6 <i>Desplazamientos de los puntos de control de A1V3 para $\alpha_{m\acute{a}x,med}=12^\circ$</i>	49
Tabla 5.7 <i>Valores de la curva de capacidad: deformación $\mu(\delta h_{m\acute{a}x})$-fuerza para las variantes del arreglo 1</i>	51
Tabla 5.8 <i>Fuerza perpendicular al plano de colapso para el arreglo 1 expresado en porcentaje del peso</i>	54
Tabla 5.9 <i>Deformaciones de A2V1 ($h_{m\acute{a}x,te\acute{o}rica}=0.375\text{ m}$)</i>	54
Tabla 5.10 <i>Desplazamientos de los puntos de control de A2V1 para $\alpha_{m\acute{a}x,med}=13.5^\circ$</i>	55
Tabla 5.11 <i>Deformaciones de A2V2 ($h_{m\acute{a}x,te\acute{o}rica}=0.375\text{ m}$)</i>	55
Tabla 5.12 <i>Desplazamientos de los puntos de control de A2V2 para $\alpha_{m\acute{a}x,med}=13.5^\circ$</i>	56
Tabla 5.13 <i>Deformaciones de A2V3 ($h_{m\acute{a}x,te\acute{o}rica}=0.375\text{ m}$)</i>	56
Tabla 5.14 <i>Desplazamientos de los puntos de control de A2V3 para $\alpha_{m\acute{a}x,med}=13.5^\circ$</i>	56
Tabla 5.15 <i>Abombamiento horizontal del muro ($h_{m\acute{a}x,te\acute{o}rica}=0.375\text{ m}$) para A2V1 (traslape 1/6)</i>	58
Tabla 5.16 <i>Abombamiento horizontal en los puntos de control, a un ángulo $\alpha_{m\acute{a}x,med}=13.5^\circ$, para A2V1</i>	58
Tabla 5.17 <i>Abombamiento horizontal del muro ($h_{m\acute{a}x,te\acute{o}rica}=0.375\text{ m}$) para A2V2 (traslape 1/3)</i>	58
Tabla 5.18 <i>Abombamiento horizontal en los puntos de control, a un ángulo $\alpha_{m\acute{a}x,med}=13.5^\circ$, para A2V2</i>	59
Tabla 5.19 <i>Abombamiento horizontal del muro ($h_{m\acute{a}x,te\acute{o}rica}=0.375\text{ m}$) para A2V3 (traslape nulo)</i>	59

Tabla 5.20 <i>Abombamiento horizontal en los puntos de control, a un ángulo $\alpha_{m\acute{a}x,med} = 13.5^\circ$, para A2V3</i>	59
Tabla 5.21 <i>Abombamiento horizontal del muro ($h_{m\acute{a}x,te\acute{o}rica} = 0.375m$) para A1V3 (traslape 1/2)</i>	59
Tabla 5.22 <i>Abombamiento horizontal en los puntos de control, a un ángulo $\alpha_{m\acute{a}x,med} = 12^\circ$, para A1V3</i>	60
Tabla 5.23 <i>Valores de la curva de capacidad: deformación para $\delta h_{m\acute{a}x}$-fuerza para las variantes del arreglo 2</i>	61
Tabla 5.24 <i>Fuerza perpendicular al plano de colapso para el arreglo 2 expresado en porcentaje del peso</i>	62
Tabla 5.25 <i>Deformaciones de A3V1 ($h_{m\acute{a}x,te\acute{o}rica} = 0.389m$)</i>	65
Tabla 5.26 <i>Desplazamientos de los puntos de control de A3V1 para $\alpha_{m\acute{a}x,med} = 12^\circ$</i>	65
Tabla 5.27 <i>Deformaciones de A3V2 ($h_{m\acute{a}x,te\acute{o}rica} = 0.399m$)</i>	65
Tabla 5.28 <i>Desplazamientos de los puntos de control de A3V2 para $\alpha_{m\acute{a}x,med} = 12^\circ$</i>	66
Tabla 5.29 <i>Valores de la curva de capacidad: deformación para $\delta h_{m\acute{a}x}$- fuerza para las variantes del arreglo 3</i>	68
Tabla 5.30 <i>Fuerza perpendicular al plano de colapso para el arreglo 3 expresado en porcentaje del peso</i>	70
Tabla 5.31 <i>Factores de seguridad y ángulos de colapso</i>	73
Tabla 5.32 <i>Cuantificación de las variables independientes según el arreglo y variante</i>	74
Tabla 5.33 <i>Cuantificación de las variables dependientes según el arreglo y variante y descripción de falla</i>	74
Tabla 5.34 <i>Nivel de asociación lineal entre la variable independiente y la dependiente. Límites de R^2 según nivel</i>	75
Tabla 5.35 <i>Tipo de correlación entre las variables dependientes e independientes</i>	79
Tabla 6.1 <i>Tiempo de duración del armado y del ensayo para el arreglo 3</i>	84
Tabla 6.2 <i>Comparación entre la carga última en porcentaje del peso de este estudio con otros</i>	87
Tabla 6.3 <i>Comparación entre las distorsiones obtenidas de este estudio con otros</i>	87

ÍNDICE

RESUMEN	i
AGRADECIMIENTOS.....	iii
LISTA DE FIGURAS	iv
LISTA DE TABLAS.....	ix
ÍNDICE.....	xi
1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Objetivos	3
1.1.1 Objetivo general.	3
1.1.2 Objetivos específicos.....	3
1.2 Preguntas de investigación.....	3
1.2.1 Pregunta de investigación general.....	3
1.2.2 Preguntas de investigación específicas.....	4
1.3 Hipótesis y justificación.....	4
1.3.1 Hipótesis.....	4
1.3.2 Justificación.....	4
1.4 Metodología	5
1.5 Tipo de Investigación.....	6
1.6 Variables a ser investigadas	6
2 MARCO TEÓRICO	7
2.1 Generalidades.....	7
2.1.1 Breve historia de los muros de retención de junta seca a nivel mundial.....	7
2.1.2 Definición de un muro de junta seca.....	8
2.1.3 Origen del uso de pircas en Lima en la actualidad: la ocupación de las laderas.....	8

2.1.4	Características de las pircas de Lima.....	10
2.2	Comparación entre las pircas de Lima y los DSRW.....	10
2.2.1	Partes de una pirca y un DSRW.	10
2.2.2	Categorías de las piedras de una pirca y un DSRW.	12
2.2.3	Proceso constructivo de una pirca y un DSRW.....	14
2.3	Características determinantes en la respuesta estructural	15
2.3.1	Características geológicas, geotécnicas e ingenieriles de las rocas que conforman las pircas de Lima	15
2.3.2	Características de los tipos de arreglos existentes según orden cronológico ..	16
2.3.3	Mecanismos de fallas asociados a las pircas.	22
3	ELECCIÓN Y DISEÑO DE LOS ESPECÍMENES	26
3.1	Escala y condiciones de contorno	26
3.2	Características de las unidades y material empleado	27
3.3	Descripción y justificación de los arreglos elegidos	28
3.3.1	Arreglo 1.....	29
3.3.2	Arreglo 2.....	30
3.3.3	Arreglo 3.....	32
4	PLAN DE ENSAYO	35
4.1	Descripción del equipo de ensayo.....	35
4.2	Descripción del equipo humano de trabajo	37
4.3	Plan de instrumentación	37
4.3.1	Descripción de los equipos de medición	38
4.3.2	Puntos de control	39
4.3.3	Sistema de coordenadas.....	39
4.4	Procedimiento de ensayo.....	40

4.4.1	Armado de la estación total.	40
4.4.2	Limpieza.	41
4.4.3	Construcción del espécimen.	41
4.4.4	Descripción del ensayo.	42
4.5	Post-procesamiento de resultados	43
5	DESCRIPCIÓN DE LOS RESULTADOS	44
5.1	Nomenclatura	45
5.2	Resultados experimentales del arreglo 1	46
5.2.1	Desplazamientos.	46
5.2.2	Curvas de capacidad	51
5.2.3	Estado de colapso.	52
5.3	Resultados experimentales del arreglo 2	54
5.3.1	Desplazamientos.	54
5.3.2	Curvas de capacidad.	61
5.3.3	Estado de colapso.	62
5.4	Resultados experimentales del arreglo 3	64
5.4.1	Desplazamientos.	64
5.4.2	Curvas de capacidad.	67
5.4.3	Estado de colapso.	68
5.5	Representación alternativa de los resultados	71
5.6	Cálculo del factor de seguridad	72
5.7	De arreglos a variables	73
5.8	Correlación entre variables.	74
6	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.	80
6.1	Análisis de los resultados experimentales	80

6.1.1	Análisis de errores en el ángulo y la altura.....	80
6.1.2	Arreglo 1.....	82
6.1.3	Arreglo 2.....	82
6.1.4	Arreglo 3.....	83
6.2	Análisis teórico de la falla.....	85
6.3	Análisis de las correlaciones.....	86
6.3.1	Arreglo 1.....	86
6.3.2	Arreglo 2.....	86
6.3.3	Arreglo 3.....	87
6.4	Comparación con estudios anteriores.....	87
6.5	Explicación del comportamiento estructural.....	88
6.5.1	Influencia de las piedras pasantes.....	88
6.5.2	Influencia del traslape.....	89
6.5.3	Influencia de la inclinación de las hileras.....	91
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	93
7.1	Conclusiones.....	93
7.2	Recomendaciones.....	94
7.3	Limitaciones y líneas de investigación.....	94
8	BIBLIOGRAFÍA.....	96

1 INTRODUCCIÓN

Para el año 2023, el área metropolitana de Lima tiene una población estimada de 10 millones 151 mil habitantes, lo que representa el 30.1% de la población total del Perú (INEI, 2023). Sin embargo, una de las problemáticas existentes es el acceso a una vivienda: el déficit alcanza 612,464 unidades de vivienda al 2016 según la consultora HGP Group (citado en diario Gestión, 2017). Es decir, Lima es una ciudad densamente poblada, pero en la que no todos sus habitantes pueden satisfacer las necesidades básicas.

En ese sentido, según Velarde y Vásquez (2017), las personas han optado por apropiarse de terrenos en las laderas (como se citó en Velarde, 2017). Con un territorio de 70% de Lima Metropolitana (Ludeña 2016, como se citó en Velarde, 2017), al 2016, las laderas albergan a más del 60% de la población de Lima que vive o está de paso de forma cotidiana (Grupo de Investigación en Urbanismo, Gobernanza y Vivienda Social).

Estos terrenos tienen pendientes inadecuadas. Según Luque et. al. (2020), las pendientes con variaciones entre media (5° - 15°) a fuerte (15° - 25°) son más propensas a movimientos en masa. En Lima, el 41% del territorio cuenta con las mencionadas características según la misma fuente. Asimismo, según el Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico [INGEMMET] (2014), de 4342 procesos geológicos analizados en Lima entre los años 2003 a 2012, 1624 están relacionados a derrumbes y caídas de rocas (37%), 1071 flujo de detritos (25%), 547 por erosión en laderas (13%), 372 por deslizamiento (9%), entre otros. Según Villacorta et. al. (2006), las laderas de las cuencas del río Chillón, Rímac y Lurín, y los de la Costa Verde tienen la más alta susceptibilidad a los movimientos de masa en Lima Metropolitana. Es decir, en Lima existen zonas de pendientes vinculadas con procesos dinámicos, por lo que no resultan lugares seguros para la población. Y, sin embargo, existen personas que viven en pendiente de 50 a 60% como se muestra en Montes (2017).

Sumado a ello, otra de las problemáticas del asentamiento en laderas está relacionada con la construcción inadecuada del soporte de las viviendas: las pircas. Las pircas están constituidas por muros de piedras con junta seca acompañadas, generalmente, por un relleno en su cara posterior. Estas estructuras resisten las cargas del peso de la vivienda y el empuje del suelo, principalmente. Como indica Montes (2017) y Zanelli (2019), la construcción de la pirca está vinculada con un

alto grado de informalidad que incluye una mala calidad de materiales y es dependiente de la experiencia del maestro pirquero constructor. Además, del análisis de tres pircas realizado por Montes (2017), son estructuras vulnerables y, a su vez, esta vulnerabilidad, incrementa la vulnerabilidad física de la vivienda.

La vulnerabilidad de la vivienda en ladera debido a las pircas se une con el factor del peligro sísmico de Lima para generar una situación de riesgo en la población que usa estas viviendas. Según el Instituto Nacional de Defensa Civil [INDECI] (2017), existe un escenario sísmico de 8.8 Mw en Lima Metropolitana y el Callao. Con similar magnitud, Pulido et. al. (2015) calculan una aceleración del suelo promedio de 700 cm/s² para un evento de 8.9 Mw. Esto representaría 59% más de la aceleración establecida en la norma E030. A ello, debe agregarse el efecto de amplificación sísmica y los movimientos de masa en laderas como consecuencia del sismo.

Por lo mencionado, las pircas no solo deben ser capaces de resistir su propio peso, sino también las de sismo. Sin embargo, según el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS], las pircas son construcciones ‘no recomendables para tomar fuerzas producidas por el sismo’ (2018). Esto se evidencia en un estudio del Centro Nacional de Estimación, Prevención y Reducción del Riesgo de Desastres [CENEPRED] (2020) en el que se alerta que estos muros son inestables y que ya han presentado problemas en el sismo de Pisco del 2007. Por ello, las edificaciones en ladera poseen una alta vulnerabilidad sísmica con ‘‘una gran probabilidad de falla total o de daños muy graves que hagan difícil su reparación [...], además de implicar peligro de muerte o heridos graves para sus ocupantes’’ (MVCS, 2018).

Por lo anterior es necesario estudiar las pircas. En el Perú, el estudio del comportamiento de las pircas es reciente con trabajos como el de Montes, P. (2017) y Quispe, E. (2021) más enfocados a la descripción cualitativa. También está el trabajo de Zanelli, C. (2019), Ramos, V (2021), Párraga, A. (2022) e Ita, P. et. al. (2023) que incluyen ensayos experimentales y/o modelos numéricos para caracterizar la respuesta de una pirca construida de forma tradicional. Ya más vinculada a esta investigación, la tesis de Alcántara, J. (2020) realizó ensayos a escala reducida con modificaciones en la pirca típica en cuanto a la regularidad de las piedras.

En el artículo de Ita, P. et. al. (2023) se mostró que existe evidencia de que las piedras pasantes y el traslape pueden influir en la forma de falla y la carga de colapso. Sin embargo, no se llegó a mayores conclusiones. En ese sentido, este trabajo complementa el trabajo anterior dado

que controla las dimensiones de las unidades. Se definen 3 arreglos, los cuales están en función de las piedras pasantes, el traslape y el ángulo de inclinación. En cuanto a las piedras pasantes, cubren todo el ancho del muro, el traslape es la longitud compartida entre una piedra y otra que está inmediatamente arriba o abajo con la que comparte la menor longitud y el ángulo de inclinación es el ángulo entre la superficie que contiene a la pirca y las filas de ésta. Estos arreglos varían conformando las variables independientes (variantes) que se comparan y correlacionan con la respuesta estructural. Esto último son las variables dependientes que incluyen: resistencia, rigidez, deformación última (desplazamiento en la hilera más alta), porcentaje no colapsado del muro y modo de falla.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo general.

Analizar la implicancia de los diferentes arreglos en el comportamiento estructural de muros tipo pircas frente a cargas perpendiculares al plano

1.1.2 Objetivos específicos.

- Calcular y describir la respuesta estructural de resistencia, rigidez, deformación última, modo de falla y el porcentaje no colapsado del muro de los diferentes arreglos y sus distintas variantes frente a cargas perpendiculares al plano
- Analizar las características del colapso
- Determinar si el espaciamiento vertical entre pasantes, el traslape y el ángulo de inclinación influyen, significativamente, en la resistencia, rigidez, máxima deformación, modo de falla y el porcentaje no colapsado del muro
- Comparar los resultados del estudio actual con anteriores y explicar su comportamiento estructural

1.2 Preguntas de investigación

1.2.1 Pregunta de investigación general.

¿La disposición u organización de los elementos de un muro tipo pirca influye en la respuesta estructural ante una carga perpendicular a su plano?

1.2.2 Preguntas de investigación específicas.

- ¿Qué tipo de correlación existe entre el espaciamiento vertical de ‘piedras’ pasantes¹, traslape y ángulo de inclinación de las hileras con la base, con el comportamiento estructural ante fuerzas perpendiculares al plano?
- ¿Cuáles son las variables dependientes de la respuesta estructural que más se ven afectadas por el espaciamiento vertical de ‘piedras’ pasantes, traslape y ángulo de inclinación de las hileras con la base?
- ¿Cómo se relaciona los resultados obtenidos con los estudios o teoría preexistentes?

1.3 Hipótesis y justificación

1.3.1 Hipótesis.

El mayor uso de piedras pasantes, la mejor simetría en el traslape y la mayor pendiente de la base en contra del movimiento favorecen el comportamiento del muro tipo pirca frente a cargas perpendiculares al plano dado que incrementan su rigidez inicial (controlando la deformación elástica), desarrolla una gran deformación cerca al colapso (aumenta su deriva) y disminuye su volumen colapsado. Sin embargo, la resistencia perpendicular al plano de un muro tipo pirca no cambia significativamente por el tipo de arreglo o variante.

1.3.2 Justificación.

El estudio de pircas es un campo de investigación necesario actualmente. La razón es que son estructuras peligrosas y podrían afectar bienes e integridad de las personas que se relacionan con estas. No es por menos que el Instituto Metropolitano de Planificación [IMP] y el Instituto de Desarrollo Urbano [CENCA] otorgan el nivel máximo de peligro (muy alto) a las zonas en laderas con problemas de procesos geológicos (2012).

Asimismo, las pircas son vulnerables ya que son informales. Según el Centro de Estudios y Prevención de desastres [PREDES] (2022), estas estructuras son débiles y tienen alta probabilidad de colapso ante la presencia de sismos de gran intensidad. Y, las buenas prácticas están limitadas al saber de algunos maestros pirqueros² como lo indica Alcántara (2020) y se carece de

¹ Se explica a detalle, posteriormente. De forma breve puede decirse que son elementos con igual ancho que el muro

² Los maestros pirqueros son personas con mayor conocimiento en cuanto a la construcción de pircas, ya que han trabajado durante muchos años construyendo estas estructuras. En ese sentido, su conocimiento es empírico.

conocimiento científico. Sobre esto último, aún son pocos los ensayos realizados en el Perú. Es desde este lado que se plantea abordar el problema en esta tesis.

En ese sentido, el presente trabajo estudia el comportamiento estructural de las pircas frente a cargas perpendiculares a su plano en base a su organización interna. Con esto se busca mejorar la predictibilidad en su comportamiento, y que la información obtenida pueda ayudar en el planteamiento de recomendaciones para la construcción de estas estructuras. Por último, los resultados numéricos incrementarán las bases de datos, de manera que puedan calibrarse los modelos realizados por computadora dado que como indica Zanelli (2019) ‘la carencia de ensayos de pircas es una limitación importante para la modelación numérica de pircas’.

1.4 Metodología

En primer lugar, se revisa la bibliografía sobre pircas para la construcción del marco teórico. Las fuentes externas europeas son las que más información tienen. El contenido que aporta a la tesis es de ensayos, descripción de muros tipo pirca, su comportamiento, arreglos, etc. Sin embargo, no necesariamente se ajustan a la realidad de Lima. Por ello, se complementan con tesis nacionales en las que se han desarrollado ensayos.

Considerando la información anterior, se eligen los arreglos geométricos a estudiar los cuales son las piedras pasantes, traslape e inclinación de las hileras del muro. Asimismo, se determina sus variantes y con ello se dibujan los planos y se determina la demanda de unidades de concreto. Con esto, se organiza la producción de concreto. Se realizan encofrados de madera y se impermeabiliza en la parte inferior. Se produce concreto en un cilindro, se vacía en los encofrados, se compacta y se impermeabiliza por la parte superior.

Los ensayos fueron realizados en la losa del Laboratorio de Estructuras de la PUCP. Las actividades fueron ejecutadas por 3 personas. Como actividades previas se arma la estación total y los especímenes. Los especímenes se arman sobre el tablero de la máquina o mesa inclinable que gira gracias a un pórtico. El mecanismo es manual mediante una manivela adosada al pórtico.

Se hace girar el muro cada 4° a 5°. Para controlar el ángulo, se usa un transportador adosado a la máquina. Cuando se alcanza el ángulo, se miden las posiciones de los puntos de control con la estación y se toman fotos/grabaciones. Esto se hace hasta que el muro colapsa y se mide el ángulo de colapso.

Con los datos del trabajo de laboratorio, se realizan los cálculos en gabinete y se muestran los resultados en forma de tablas y gráficos, así como imágenes de los ensayos. Dichos cálculos corresponden a los desplazamientos relativos del muro, rigidez 'elástica', carga de colapso y generación de escombros. Al final de dicho capítulo se muestran las correlaciones entre los arreglos geométricos y la respuesta estructural de los muros ensayados.

Como parte final, se discuten los resultados y se analiza el porqué del comportamiento estructural de los muros en base a los arreglos que poseen. Asimismo, se elaboran las conclusiones y se brindan recomendaciones.

1.5 Tipo de Investigación.

El tipo de investigación es experimental, ya que se realizan ensayos para conocer la respuesta estructural. Y, es mixto ya que combina aspectos cualitativos como la descripción de la forma del colapso y aspectos cuantitativos como el cálculo de la fuerza cortante, la rigidez, la deriva, entre otros.

1.6 Variables a ser investigadas

Las variables independientes a considerar son: el espaciamiento vertical de las 'piedras' pasantes, la longitud de traslape y el ángulo de inclinación de las hileras. Las variables dependientes son: la deformación máxima del muro perpendicular a su plano, la rigidez inicial, la resistencia y el porcentaje no colapsado del muro.

2 MARCO TEÓRICO

En este capítulo se expone el conocimiento existente sobre las pircas desde un enfoque histórico, inicialmente, y comparativo-descriptivo, principalmente.

2.1 Generalidades

2.1.1 Breve historia de los muros de retención de junta seca a nivel mundial.

De manera mundial, las pircas son conocidas como *Dry Stone Retaining Walls* (DSRW) [Muros de retención de junta seca]. La construcción de muros de piedra se remonta desde, al menos, 3800 años antes de Cristo en el Neolítico temprano, del que data un ejemplar hallado en Irlanda (National Geographic, 2002). Según el Inventario Nacional del Patrimonio Cultural Inmaterial de Irlanda, los sistemas de muros de junta seca de dicho país se encuentran entre los más antiguos del mundo.

Más recientemente, de acuerdo con Powrie et. al. (2002), los DSRW cubren más de 9000 km de la carretera nacional y la red de ferrocarriles de la antigua Inglaterra y Gales (como se citó en Mundell et. al., 2010). En dichos territorios y Francia, su uso se ha extendido para la retención de taludes en la infraestructura del transporte (McCombie et al., 2016). En China, por su parte, ha sido dedicado para la habilitación urbana de manera masiva (Quispe, 2019). Su uso también se ha extendido en la agricultura al formar parte de terrazas en regiones como el Mediterráneo, el este de África, Yemen, China, Japón, Filipinas, México y Perú (Levy, E., s.f.).

En el contexto latinoamericano, los muros de retención de junta seca son llamados pircas, del vocablo quechua *pirqa*. Su existencia data desde al menos 2000 años antes de Cristo, en la que la cultura Caral construyó andenes. Esta y otras culturas andinas usaron las pircas para la extensión de áreas de cultivos en laderas (andenes), así como la construcción de obras civiles, pero en menor cantidad. Sin embargo, no fue hasta la cultura Inca, en la que se desarrolló su perfeccionamiento mediante el desarrollo tecnificado (Quispe, 2019). En total, son, aproximadamente, un millón de hectáreas de andenes los ubicados en Perú (Masson, 1984).

En el 2018, los conocimientos y técnicas en la construcción de muros de junta seca fueron declarados Patrimonio de la Humanidad en Croacia, Chipre, Francia, Grecia, Italia, Eslovenia, España y Suiza por la Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la

Cultura (UNESCO). Actualmente, existen muchas organizaciones vinculadas a los muros de junta seca en países como Australia, Canadá, Gran Bretaña, Irlanda, España, Francia, Suiza y Estados Unidos como hace referencia la organización sin fines de lucro *Dry Stone Conservancy*. De esta manera, se viene incrementando también las investigaciones y el interés por estas estructuras.

2.1.2 Definición de un muro de junta seca.

Un muro de junta seca es una estructura hecha a base de piedras en la que no existe material cementante que una sus piezas. Están sometidas a fuerzas perpendiculares a su plano producidas por el empuje del suelo y, eventualmente, de los sismos. Estos tipos de muros, denominados globalmente como *Dry Stone Retaining Walls* (DSRW), han servido, principalmente, para la retención de suelo en carreteras de Europa como se da cuenta en los estudios de Mundell et. al. (2010) y McCombie (2016). Asimismo, dado que han sido estudiados desde al menos Burgoyne (1834), se cuenta con mayor cantidad de estudios, por lo que también son existentes la mayor cantidad de organizaciones dedicadas a su estudio y promoción de buenas prácticas constructivas. En contraste, las pircas, la versión de muro de retención de junta seca en Latinoamérica, que se estudian en esta tesis se usan como soporte de viviendas en laderas. Son calificadas como informales y estructuras vulnerables a sismo dado que el Perú es altamente sísmico en comparación con otros países (Alcántara, 2020; Zanelli, 2019; Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018). Aún cuando el estudio de las pircas ha ido creciendo, aún se requieren más investigaciones experimentales que permitan contar con datos suficientes para predecir su comportamiento. En ambos casos, se reconoce que tanto la construcción de DSRW como de pircas depende de la habilidad del constructor para seleccionar los bloques que irán en cada lugar (Mundell et. al., 2010; Ita et. al., 2023).

2.1.3 Origen del uso de pircas en Lima en la actualidad: la ocupación de las laderas.

La ocupación de las laderas de Lima ha sido el resultado de un proceso migratorio concentrado en la capital (Alcántara, 2020). Forma parte de un fenómeno conocido como las barriadas, las cuales aparecieron en los años 20 (Universidad Nacional de Ingeniería [UNI] et. al., 2021). Dado que la ocupación en laderas forma parte de esta problemática, es necesario abordar el tema de las barriadas que se asentaron en pendientes.

Se ocuparon progresivamente y en este orden el cerro Armatambo y el cerro Leticia como respuesta a una inundación y hacinamiento en otras zonas de Lima a mediados de los años 20; los cerros San Cosme, el Agustino y San Cristobal (Driant, 1991) tras el terremoto de 1940 en Lima y la inauguración de La Parada (1945) y se expandieron urbanizaciones periféricas a través de cooperativas y asociaciones como un medio de adquisición/compra de terrenos en conjunto (Driant, 1991) en los 70. Aún la ocupación de terrenos en laderas con alta pendiente no era un problema mayoritario de las barriadas. Sin embargo, es a partir de finales de la década de 1980 que comienza a ocuparse laderas con un segundo nivel de pendientes: de 35% a más (Velarde, 2017).

El problema se acentúa en la década de los 90 con el notorio distanciamiento del Estado con las barriadas. A finales de dicha década, se invade Nueva Rinconada en San Juan de Miraflores, siendo las partes bajas del cerro Minas el primero en ser ocupado (Ccanre, 2016). Según la Municipalidad distrital de San Juan de Miraflores [MDSJM] (2019), las pircas y viviendas de esta zona están constituidas por materiales inadecuados bajo condiciones precarias, las cuales están expuestas a caídas de rocas, sismo y lluvias fuertes. Según los estudios realizados por dicha municipalidad, el 10.3% del área en cuestión tiene riesgo muy alto, el 31.7% tiene riesgo alto, el 52.5% tiene riesgo medio y el 5.4% es terreno destinado a áreas verdes y de recreación.

Actualmente, el asentamiento en laderas sigue ocurriendo. Por su parte, Nueva Rinconada sigue en expansión (Ccanre, 2016; MDSJM, 2019). Por otro lado, en el 2021 se impidió la invasión de las cercanías del Morro solar y la playa la Chira (América Noticias, 2021). Situación similar ocurrió en el 2022 en las laderas pertenecientes a la zona D de Huaycán (Municipalidad Distrital de Ate, 2022). En ese mismo año, se desalojó personas en el asentamiento humano Francisco Tudela y la urbanización Santa Rosa en Ventanilla (Radio Programas del Perú [RPP], 2022).

Por su parte, los estudios existentes como el mapa de Luque (2016), indican que las poblaciones como las de Cieneguilla, Zuñiga, Chosica, Andajes, Oyón (pendiente media), Lachaqui, Canta y Pirca (pendiente fuerte) se encuentran en peligro por procesos geológicos. Asimismo, a partir del mapa de riesgo de CISMID (2018), los distritos con mayor riesgo son: Ventanilla, Los Olivos, San Juan de Lurigancho, Ate Vitarte, San Juan de Miraflores y Villa el Salvador, zonas periféricas a las que la ciudad se ha extendido.

Las personas que viven en estos lugares son conscientes del riesgo bajo el que se encuentran. Por ello, viven con el temor de que las pircas de las zonas más altas se desprendan y caigan a las casas ubicadas más abajo, ya que existen antecedentes de ocurrencia de desprendimientos de las piedras que conforman los muros (Al Sexto Día, 2015).

2.1.4 Características de las pircas de Lima.

En la actualidad, las pircas son construcciones precarias e informales ubicadas en las laderas de Lima que sostienen viviendas informales en zonas de ladera con alto riesgo sísmico (Zanelli, 2019). Para que se puedan construir las viviendas, las pircas sostienen un terraplén nivelado horizontalmente que recibe la carga de la vivienda, como se muestra en la Figura 2.1, y lo transmite a la pirca a través de empujes laterales. En este texto, se empleará el término de pirca para referirse a los muros de retención con junta seca en las laderas de Lima, debido a su uso local y DSRW en la literatura en la que así se indique.



Figura 2.1 Vivienda sobre terraplén y pirca – distrito de Carabaylo

Tomado de Alcántara, J. (2020).

2.2 Comparación entre las pircas de Lima y los DSRW

2.2.1 Partes de una pirca y un DSRW.

En el Perú, se distingue cimentación, cuerpo y relleno. De forma más detallada, en McCombie et al. (2016) se divide al DSRW en fundación, cara externa, cara interna del muro, organización interna y piedras de tope como muestran la Figura 2.2, la Figura 2.3 y la Figura 2.4.

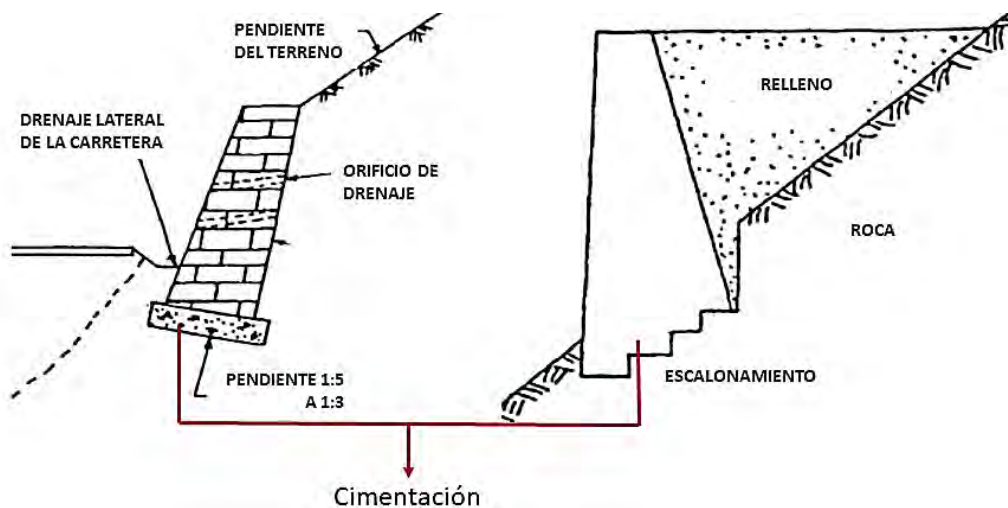


Figura 2.2 Distintos tipos de cimentación: con pendiente (a la izquierda) y escalonada (a la derecha)

Adaptado de Shakti et al. (1997).



Figura 2.3 Sección transversal de un DSRW

Adaptado de Mundell et al. (2010).



Figura 2.4 Piedras de tope de un muro

Adaptado de Mundell et al. (2010).

2.2.2 Categorías de las piedras de una pirca y un DSRW.

Para las pircas, la identificación de los elementos no es muy clara, por lo que se pasará a describir los elementos de un DSRW y que podrían emplearse para las pircas. En base a la propuesta de McCombie et al. (2016), las piedras, de acuerdo a su forma y dimensiones reciben nombres y características que son presentados a continuación.

En la parte más baja se encuentran las piedras, posiblemente, más grandes denominadas piedras de fundación. La organización interna del cuerpo del muro se subdivide en piedras pasantes, *tie-stones*, *three-quarter through* y *traced stones* que se muestran en la Figura 2.5, la Figura 2.6 y la Figura 2.7. Entre todas, destaca la función de las piedras pasantes que conectan la cara externa con la interna. Esta característica permite darle unidad al muro: su ausencia, por el contrario, favorece la delaminación como lo señala Ita et. al. (2023). Asimismo, como lo menciona McCombie et al. (2016), las pasantes dotan a las piedras de mayor resistencia a la distorsión y logran una máxima cohesión entre la cara interna y externa del muro.

En cuanto a las *three-quarter through*, intentan simular la función de las pasantes colocando las piedras más largas una al costado de otra ya sea en planta o en elevación. Por su parte, las *traced stones* tienen la longitud más larga paralelas al muro y su función es evitar la formación de

juntas corridas³. Y, en la parte superior están las piedras de tope o *coping stones* que, por su gran masa, mantienen unido al muro.

Las piedras de la cara externa reciben un acabado y recorte. Sin embargo, esto puede generar mayor inversión de tiempo y dinero; y volteo del muro por desbalance en el peso. En esta cara se colocan piedras más pequeñas que cubren las imperfecciones, pero que pueden acelerar el proceso de deterioro. En cuanto a las piedras de menor tamaño, las de empaquetamiento rellenan los espacios entre piedras (ver Figura 2.7) y las cuñas, *pin stones* o *wedges* son usadas para estabilizar las piedras del muro dándoles más puntos de apoyo.

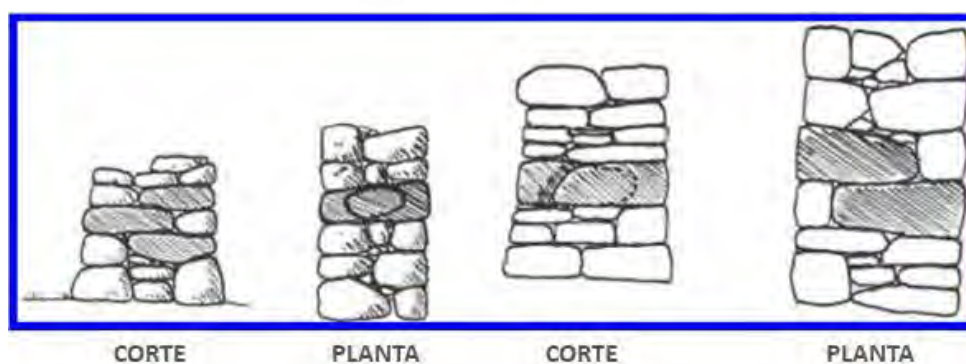


Figura 2.5 *Traslape de three-quarter through*

Adaptado de McCombie et al. (2016).



Figura 2.6 *Posición de piedras pasantes y traced stones en planta*

Adaptado de McCombie et al. (2016).

³ Las juntas corridas son aberturas producto de los espacios vacíos entre piedras que atraviesa varias hileras y que concurren en una misma línea vertical, generando una zona de debilidad para la pirca.

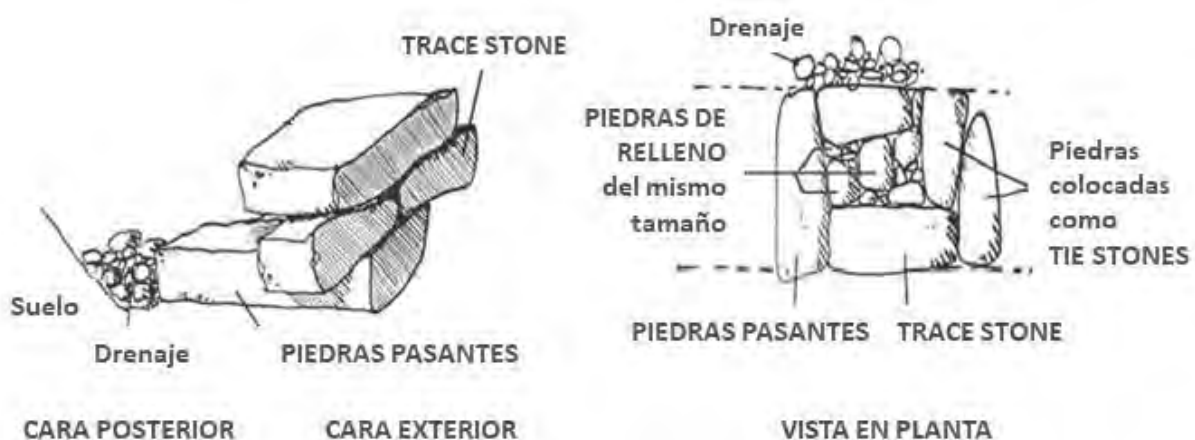


Figura 2.7 Vista transversal y en planta de algunas de las categorías de las piedras

Adaptado de McCombie et al. (2016).

2.2.3 Proceso constructivo de una pirca y un DSRW.

Con base en Zanelli (2019), Quispe (2019) e Ita et. al. (2023), la construcción de las pircas tiene el siguiente proceso. Las piedras se obtienen del mismo lugar o cercanías y las que son muy grandes son quemadas para partirlas. Entre ellas se escogen las más grandes para la cimentación con una altura entre 0.30 y 0.50 metros, como mínimo. En el levantamiento del muro, es conocido el efecto del traslape para mejorar la trabazón. Las alturas típicas son de 1, 1.5 y 2 metros con una pendiente de la cara de 0.15H: 1V. En cuanto al relleno, no es controlado y en algunos casos incluyen materiales de desecho. Asimismo, algunos maestros pirqueros aplican una capa de mortero para evitar la ocupación de insectos.

Comparativamente, los DSRW tienen guías de diseño y construcción como la del Departamento de Transportes de Estados Unidos. En esta, Mack et al. (2006) indica que las piedras del muro deben ser paralelepípedos y las redondeadas no deben usarse. Además, tiene requisitos como que una piedra pasante debe apoyarse en al menos dos y que debe tener, como mínimo, dos puntos de apoyo al frente y uno por detrás, así como que su mayor longitud esté perpendicular al muro. Se señala también que el muro debe cumplir con requisitos de drenaje. Asimismo, se recomienda el uso de equipos como una excavadora hidráulica de doble cuchara para colocar las piedras. El relleno debe estar libre de material orgánico, basura, no debe ser expansivo, entre otros. Como puede intuirse a partir de lo anterior, los DSRW poseen procesos más tecnificados que las pircas que podrían acoplarse a estas últimas para mejorar su comportamiento.

2.3 Características determinantes en la respuesta estructural

2.3.1 Características geológicas, geotécnicas e ingenieriles de las rocas que conforman las pircas de Lima

La mayor parte de Lima está conformada por depósitos aluviales. Sin embargo, existen algunas zonas donde aflora la roca como por ejemplo en Ventanilla donde se ve andesita y dacita, y en la zona oeste de San Juan de Lurigancho donde aflora adamelita y grabro-diorita. Esto en base a la carta geológica del cuadrángulo de Lima y el boletín correspondiente de los estudios de Palacios et. al. (1992). Por otro lado, el Atlas Ambiental de Lima, indica que las rocas más comunes en Lima son los granitos, granodioritas, tonalitas y dioritas, las cuales afloran en las zonas periféricas de la ciudad.

Por su parte, de acuerdo con Quispe, “en la zona de Carabayllo, es común encontrar caliza, andesita y diorita” (2019). Por su lado, en el Proyecto 109 -2017 Fondecyt en el asentamiento Los Ángeles, se obtuvieron rocas ígneas en las muestras (como se citó en Zanelli, 2019). Además, según Ita et. al. (2023), la diorita, andesita y la caliza son las rocas más comunes. En las tres investigaciones, se reportó la existencia de la roca ígnea andesita.

En conclusión, las rocas ígneas son características de Lima y, por lo tanto, deben conformar casi todas las pircas existentes en la región. Según Santa Cruz et. al. (2018), la resistencia promedia de compresión de la andesita es de 2600 kg/cm^2 (como se citó en Alcántara, 2020). Por otro lado, de la recopilación bibliográfica realizada por Salinas (2018), la resistencia a la compresión simple de las granodioritas varía entre 80 y 250 MPa ($816 \text{ kg/cm}^2 - 2549 \text{ kg/cm}^2$), mientras que la de las andesitas, granitos y dioritas varían entre 170 y 230 MPa ($1734 \text{ kg/cm}^2 - 2345 \text{ kg/cm}^2$) como mínimo.

Por otro lado, el ángulo de fricción de la roca intacta tiene un valor mínimo de 45° según la recopilación de diversos autores como Márquez (2021), y Atencia y Huamaní (2023). Considerando que en su estado natural la roca puede estar fracturada, puede considerarse el 50% de 45° que da un ángulo mínimo de 22.5° de fricción. En comparación con este, el proyecto Fondecyt indica que el ángulo de fricción de la piedra es de 35° (como se citó en Párraga, 2022). En cualquier caso, la fricción es alta y es probable que las fallas no se originen por fricción siempre

que haya un conveniente ordenamiento. Por último, la densidad de las andesitas es de 2800 kg/m^3 según Santa Cruz (2018) (como se citó en Alcántara, 2020).

2.3.2 Características de los tipos de arreglos existentes según orden cronológico

Un asentado o arreglo es el ordenamiento u organización de las piedras en un muro. Según Mundell et. al. (2009), la geometría de un muro tiene un impacto muy importante en la estabilidad del mismo. Algunos de los arreglos reportados más antiguos fueron propuestos por Burgoyne (1834). El autor construyó cuatro muros, todos con la misma cantidad de piedras rectangulares de granito (Mundell et. al. 2009). En la Figura 2.8 se observa que la forma de la sección y la inclinación de las hileras es el patrón de cambio entre los muros que construyó.

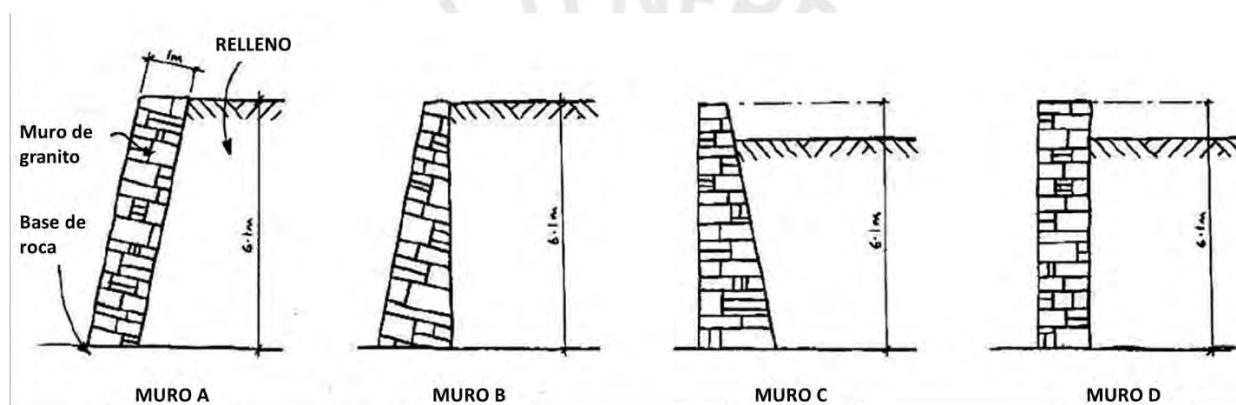


Figura 2.8 Muros de Burgoyne

Adaptado de Mundell et. al. (2009).

En base a las propuestas geométricas de Burgoyne, Powrie et. al. (2002) estudian la redondez de los bordes de las unidades, inclinación de las hileras del muro, entre otros. En cuanto a lo primero, para un radio de los vértices de 1 cm, la altura máxima estable del relleno es 5.67 m, mientras que para una redondez de 2.5 y 3.5 cm, es de 5.55 m en el muro A con una deriva alrededor de 0.5%. En B, para un radio de redondez de 1 cm a 2.5 cm ((1.1%-1.8% de deriva), la altura máxima estable del relleno es 5.49 m, mientras que para un radio de 3.5 cm (0.7% de deriva), 5.19 m. Es decir, a mayor redondez de las unidades, la altura máxima estable se reduce.

En cuanto a lo segundo, se evalúan los muros A y B, los cuales tienen una inclinación de las hileras en contra del movimiento de 11.3° y se comparan con sus versiones sin ángulo de inclinación, pero igual sección. Si bien el autor menciona que hay poco efecto de la inclinación, debe mencionarse que para el muro B, la deriva es menor cuando hay inclinación que sin la misma.

Por su parte, en la universidad de Bath se construyeron 4 muros de rocas de caliza y 1 de pizarra en el 2005 que se muestran en la Figura 2.9. Estos fueron reportados en Mundell et. al. (2010), McCombie et. al. (2012), entre otros como se indica a continuación. Y en base a estos, se realiza la siguiente descripción. El primer muro tuvo un ancho de 0.6 m en la base y resultó uno de los más densos (28% de vacíos). Además, se incluyeron piedras pasantes en varias de sus filas. El segundo muro tuvo una menor calidad en cuanto al acabado, pues se dedicó menos tiempo. Tuvo un ancho de 0.5 m en la base. El porcentaje de vacíos se redujo al mínimo (23%), pero, en este caso, se generaron, intencionadamente, juntas corridas. El muro 3 tuvo una menor densidad (46% de vacíos), pero incluyó juntas corridas como en el segundo muro y se usaron piedras más pequeñas (para generar menor esbeltez). El muro 4 tuvo, ligeramente, mayor espesor de la base y la pendiente. Esas serían las únicas diferencias del muro 4 respecto al 3, pues la intención fue replicarlo (44% de vacíos).



Figura 2.9 Muros de la Universidad de Bath

Adaptado de Mundell et. al. (2009). y McCombie et. al. (2012).

Los 4 primeros muros fallaron por volteo, mientras que el muro 5 falló por deslizamiento. En el muro 1 y 2, los máximos desplazamientos respecto al punto de volteo (en 2D) de la base ocurrieron en la cresta (2.2 m de altura) y fueron 425 mm y 150 mm, respectivamente. En el muro 3 y 4, los máximos desplazamientos respecto al punto de volteo de la base fueron 350 mm y 250 mm, a 1.1 m y 1.2 m de altura, respectivamente. En estos dos últimos, se detectó abombamiento vertical (vea una referencia de cómo es un abombamiento ‘vertical’ en la Figura 2.19).

Por otra parte, para McCombie et. al. (2016) el factor geológico, la forma y el diseño del material son los primeros criterios de elección para la organización de las piedras. La disponibilidad del tipo de roca determina el arreglo. Algunos de estos se describen a continuación en base a la información proporcionada por el autor.

Las piedras de caras planas (*Coursed masonry*) desarrollan mayor resistencia y rigidez. Por la naturaleza de su formación y clivaje, las calizas y algunas rocas metamórficas, respectivamente, tienen mayor probabilidad de desarrollar caras planas. De forma opuesta, las piedras redondeadas (*Opus incertum*) tienen menos área de contacto entre ellas por su geometría. Por ello, en este arreglo, es importante generar una estructura con la mayor cantidad de puntos de apoyo posible, ya que esto mejora la transmisión de esfuerzos. Las rocas ígneas se incluyen en esta clasificación. La Figura 2.10 muestra estos arreglos.

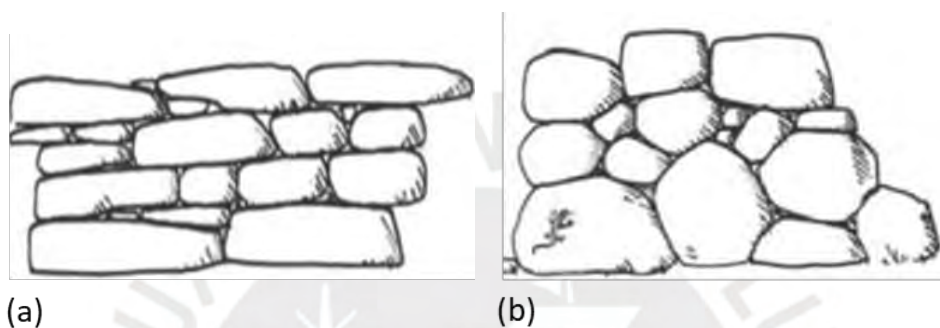


Figura 2.10 Esquema de a. *Coursed masonry* y b. *Opus Incertum*

Tomado de McCombie et al. (2016).

Existen también los arreglos de piedras grandes (*Opus cyclopean*) que tienen dimensiones muy grandes. Por su parte, las piedras verticales (*Opus clavé*) deben estar bien trabadas unas con otras. Las juntas corridas que forman la hacen menos susceptibles a la migración de finos. Se usan, preferentemente, rocas con superficies suavizadas, pero con puntos de apoyo ásperos y de alta resistencia. Es una buena alternativa cuando la calidad del suelo no es buena y en áreas donde existe flujo de agua. Por último, las piedras inclinadas (*Opus spicatum & piscatum*) tienen una inclinación respecto al eje vertical, en el cual se alterna sus sentidos en hileras consecutivas. Este tipo de arreglo puede generarse a partir de piedras planas o guijarros alargados. En el primer caso, existe una especie de traslape en altura y en el segundo no. En la Figura 2.11, la Figura 2.12 y la Figura 2.13 se muestran los arreglos anteriores.



Figura 2.11 *Opus Cyclopean* en Le Collet-de-Déze, Francia

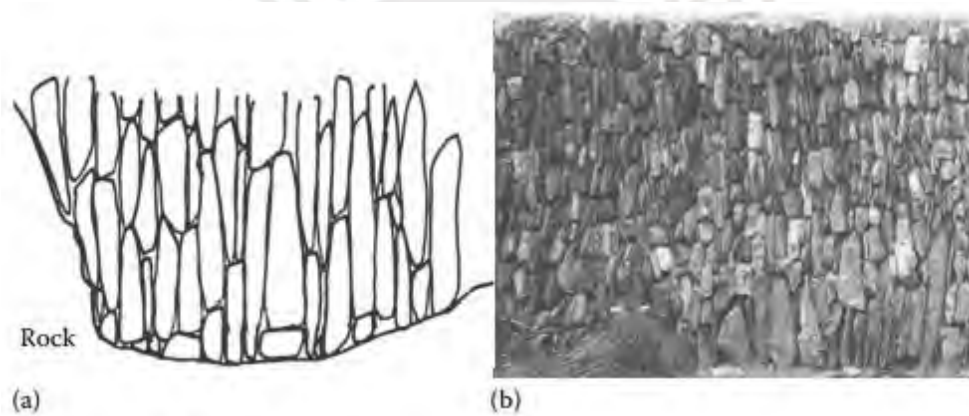


Figura 2.12 *Opus clavé* en: a. Esquema, b. Ejemplo de un muro de esquisto en Boscastle, Reino Unido

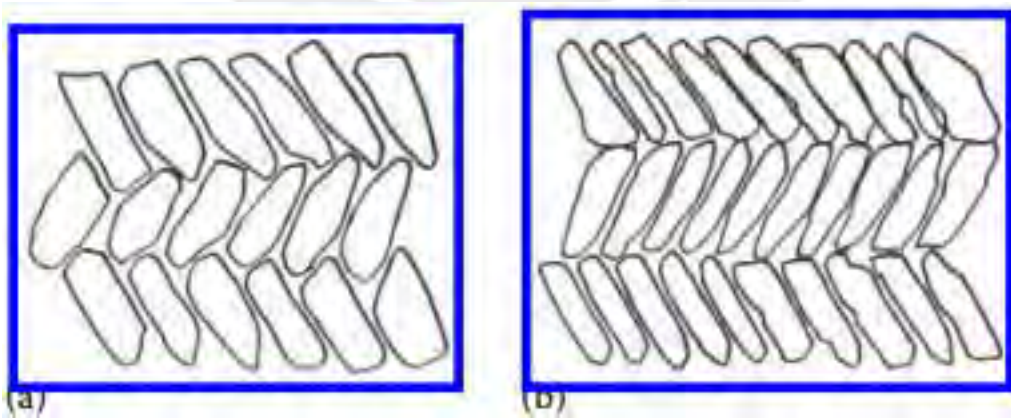


Figura 2.13 *Opus a. spicatum*, *b. piscatum*

Las tres figuras anteriores fueron tomadas de McCombie et al. (2016).

En cuanto a la bibliografía nacional, Alcántara (2020) denomina a sus arreglos como regulares e irregulares (sería un subtipo de piedras de caras planas en McCombie). Para las pircas con bloques regulares, las unidades son prismas. Y, en el caso de la mencionada tesis, fueron hechas de adoquines de concreto. Es decir, con mayor control de las dimensiones y peso. Por otro lado, los bloques irregulares también tuvieron un trabajo de corte, pero solo para dividir elementos muy grandes. Debido a esta inexactitud, en estos últimos, los vacíos en el muro son mayores, hay una menor área de contacto y una mejor trabazón por una mayor rugosidad. En resumen, se diferencian en el grado de trabajo de recorte de los elementos, la trabazón, la fricción entre las caras y el porcentaje de vacíos. En la Figura 2.14, se muestran las características de los muros.



Figura 2.14 Arreglos con: a. Bloques regulares, b. Bloques irregulares

Adaptado de Alcántara (2020).

Hasta el momento, se han considerado DSRW o pircas de forma trapezoidal o rectangular. Sin embargo, otras configuraciones podrían ser convenientes. Pues, la modificación de la sección cambia el momento resistente que se opone al momento volcante ocasionado por el peso y el empuje del suelo, respectivamente. Para optimizar una sección, r_h (ver Figura 2.15) debería ser el mayor posible, es decir que el centro de gravedad se encuentre lo más cercano al relleno.

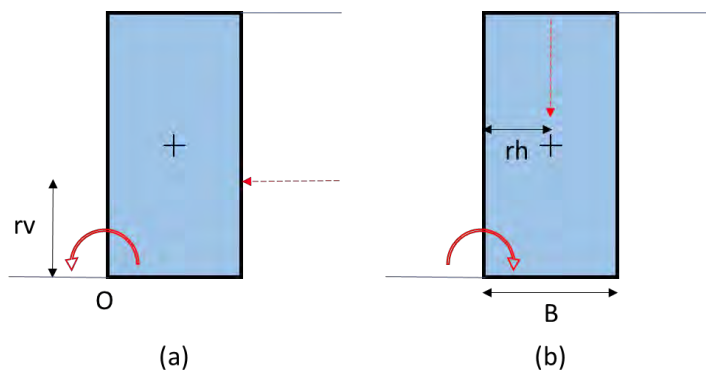


Figura 2.15 Momento: a. volcante (producido por el suelo), b. resistente (producido por el peso)

Nota. El punto O es el punto de volteo, rv es el brazo de palanca del momento volcante, rh es el brazo de palanca del momento resistente y B es el ancho del muro en la base

Algunas secciones que aumentan el momento resistente son el triángulo o el tímpano parabólico. Para una misma base B , las distancias del punto de volteo a la proyección en la base del centro de gravedad, según la forma de la sección, se muestran en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1

Brazo de palanca del momento resistente (rh)

Trapezio	Triángulo	Cuña parabólica
$B/2$	$2B/3$	$3B/4$

Nota. La fórmula de la cuña parabólica se ha tomado de Beer et. al. (2017). Se muestra B en la Figura 2.15

De esta tabla, se observa que la mejor opción es el tímpano parabólico. Con esta sección fue realizada los DSRW del Castillo de Kumamoto como se muestra en la Figura 2.16. Este arreglo es conveniente, pero el proceso constructivo resulta laborioso.



Figura 2.16 Castillo de Kumamoto

Tomado de Wikipedia.

De forma más reciente, la redondez de piedras también ha sido estudiada, indirectamente, como parte de un análisis numérico de sensibilidad en Grillanda et. al. (2021). Para ello, se compararon los modelos computacionales de 7 muros a escala reducida construidos para un concurso estudiantil llevado a cabo en el décimo Congreso Internacional de Albañilería (9–11 julio del 2018 en la Universidad Técnica de Milan, Italia). Los ensayos consistieron en la inclinación del muro en su plano. Al modelo, se añadió la redondez de los vértices para el análisis de sensibilidad. Esto fue simulado a través de los parámetros mostrados en la Figura 2.17. r_2 se mantuvo constante y tuvo un valor de 1 cm, mientras que r_1 varió de 1-6 cm. Ambos se distribuyeron de forma aleatoria. De acuerdo con los resultados, a mayor r_1 , se redujo el ángulo de colapso. Asimismo, la inclusión de la redondez, así como otro defecto de construcción considerado permitieron que el modelo se acercara a los resultados experimentales.

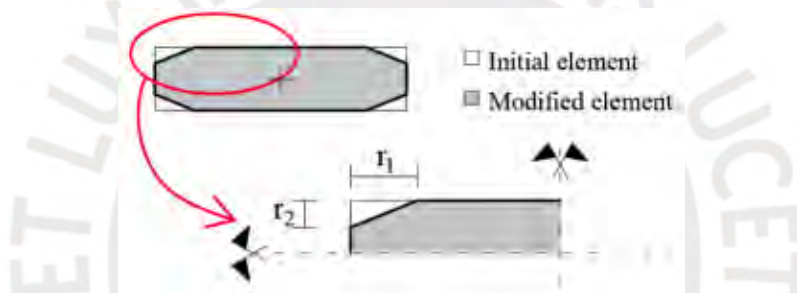


Figura 2.17 Modelo de redondez

Tomado de Grillanda et. al. (2021).

2.3.3 Mecanismos de fallas asociados a las pircas.

Existen diversos planteamientos de los tipos de falla según el autor. Se exceptúan las fallas originadas por falla del terreno ya que no es el caso para los ensayos de esta tesis. De forma generalizada, las fallas pueden originarse por deslizamiento o volteo. El deslizamiento se evidencia con el desplazamiento de las unidades del muro y el volteo, con el giro (ver Figura 2.18). Como lo señala McCombie (2016), por la naturaleza del material, el momento (volteo) no genera compresión y tracción, pero sí puede generar el levantamiento de las unidades posteriores por el giro de las delanteras. Mientras que la falla por deslizamiento (fricción) es poco probable según el mismo autor. Asimismo, dado que en los muros de junta seca los elementos son discontinuos, la falla no implica, necesariamente, a todo el muro: puede involucrar solo hileras superiores.

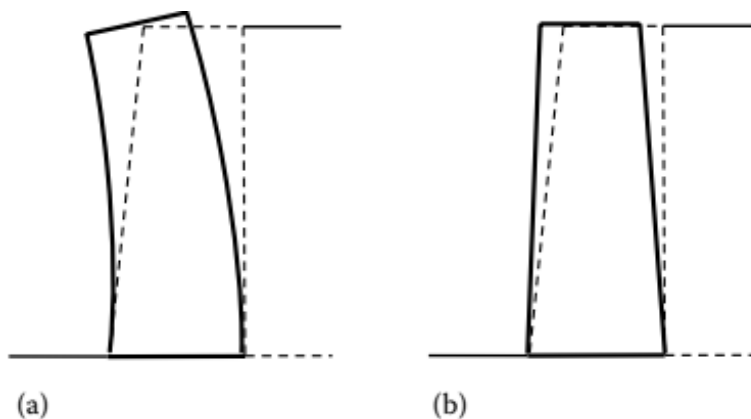


Figura 2.18 a. Deformación por momento, b. Deformación por cortante

Tomado de McCombie et. al. (2016).

Estos dos primeros tipos de fallas están bien definidos numéricamente y se asocian a un factor de seguridad como muestran las ecuaciones 1 y 2 calculados asumiendo el muro como un sólido rígido. Para determinar el mecanismo de falla basta con comparar los factores de seguridad obtenidos. El menor factor de seguridad indica el mecanismo de falla. En la

Tabla 2.2 se muestran los valores recomendados de factores de seguridad.

$$FS_{(volteo)} = \frac{\sum M_R}{\sum M_F} \quad (1)$$

Donde:

$FS_{(volteo)}$: Factor de seguridad por volteo

$\sum M_R$: Sumatoria de momentos resistentes al volteo

$\sum M_F$: Sumatoria de momentos favorables al volteo

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{\sum F_R}{\sum F_F} \quad (2)$$

Donde:

$FS_{(deslizamiento)}$: Factor de seguridad por deslizamiento

$\sum F_R$: Sumatoria de fuerzas resistentes al deslizamiento

$\sum F_F$: Sumatoria de fuerzas favorables al deslizamiento

Tabla 2.2

Factores de seguridad mínimos según tipo de falla

Modo de falla	Factores estáticos de seguridad	Factores sísmicos de seguridad
Deslizamiento	1.5	1.1
Volteo	2	1.5

Adaptado de Mack et. al. (2006).

Diversos autores plantean otros tipos de falla que se determinan de forma cualitativa. La más conocida y desarrollada entre estas es la falla por abombamiento vertical (*bulging*). En base a Cooper (1986), y Walker y Dickens (1992), el abombamiento se produce cuando se genera un perfil cóncavo (ver Figura 2.19). Asimismo, a partir de los resultados y análisis de Mundell et. al. (2009^a), Mundell et. al. (2010) y McCombie et. al. (2012), las piedras de menores dimensiones, con menor calidad de construcción (más vacíos en el muro) y sin acuñar favorecen las condiciones para que se produzca abombamiento, dado que permiten que las piedras puedan rotar.

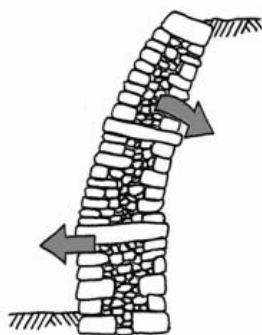


Figura 2.19 Abombamiento vertical

Tomado de Mundell et. al. (2009b)

Por otro lado, en base al estudio de estructuras de piedra en Zimbabwe, Walker y Dickens (1992) caracterizaron fallas por volteo, colapso progresivo, entre otros (como se citó en Mupira, 2011). A parte de la falla por volteo (descrita anteriormente), los autores en mención añaden un subtipo de falla por volteo de bloques superiores (*block toppling*) que consiste en el desplazamiento de bloques superiores sueltos que se desprenden del muro y caen. Por su parte, el colapso progresivo consiste en la falla en una zona que luego se extiende a lo largo del muro. Este efecto se acentúa en muros con poco traslape. Estos ejemplares se muestran en la Figura 2.20.



Figura 2.20 *a.* Volteo de bloques superiores en Ruina 16 de Zimbabwe, *b.* Colapso progresivo de derecha a izquierda

Adaptado de Mupira (2011).

Más recientemente y en el contexto de estudios de pircas en el Perú, Ita et al. (2023) proponen tres tipos de fallas: la de delaminación total o parcial con volteo de la sección delaminada, la de deslizamiento de la sección delaminada y el volteo (todo el muro) (ver Figura 2.21). En esta nueva terminología se incluye la delaminación, la cual es definida por los autores como la separación de la parte delantera y trasera de la pircá a consecuencia de falta de piedras pasantes y que genera un movimiento independiente de las partes.

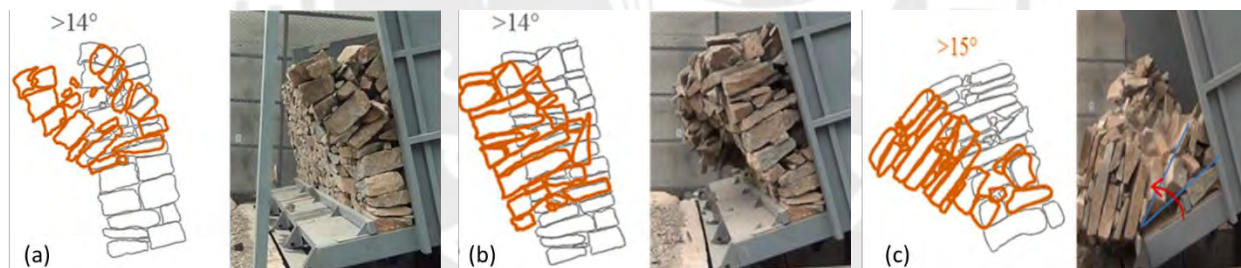


Figura 2.21 *a.* Volteo de la sección delaminada, *b.* Deslizamiento de la sección delaminada, *c.* Volteo

Adaptado de Ita et. al. (2023).

3 ELECCIÓN Y DISEÑO DE LOS ESPECÍMENES

En este capítulo se justifica la elección de las unidades, el muro y los arreglos. Los especímenes son cada uno de los muros ensayados.

3.1 Escala y condiciones de contorno

La geometría de las pircas se ha determinado a partir de los datos de una encuesta realizada por el Proyecto “Carabayllo Reduciendo Riesgos” (2016) aplicada en la quebrada El Progreso. El tratamiento de la información fue realizado por Zanelli (2019) mediante análisis estadísticos en el que se identificaron las dimensiones más frecuentes para el ancho y la altura de la pirca. En el caso de la longitud de la pirca, los datos no fueron representativos, por lo que no se consideró la frecuencia, sino que, a partir de la literatura, se determinaron longitudes que coincidieron con las de algunas pircas. Por último, para la inclinación, se midieron cinco pircas en campo. A partir de lo anterior, se obtuvieron 3 modelos de pircas típicas mostradas en la Figura 3.1.

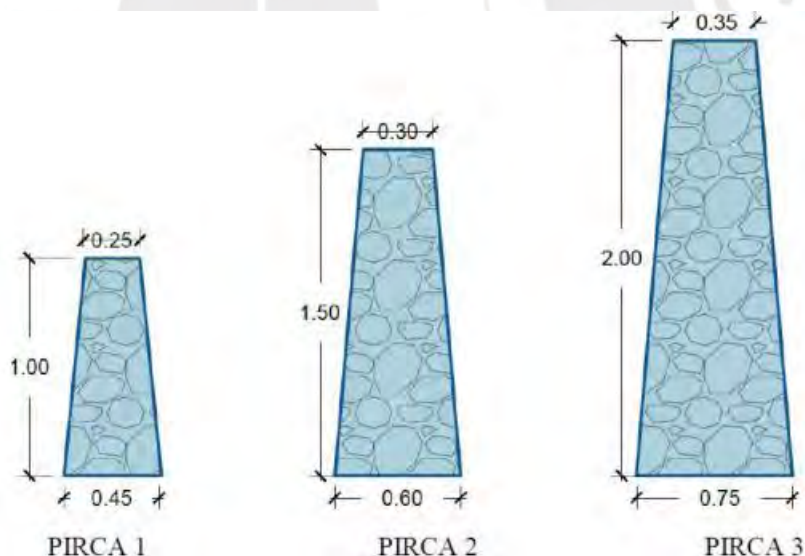


Figura 3.1 Pircas típicas de Carabayllo (medidas en metros)

Tomado de Alcántara (2020).

Se eligió el prototipo (representación del modelo con una escala diferente) de pirca tipo 2 y modelos a escala 1:4 por disponibilidad de la máquina de ensayos. Se ensayó todo el muro, dado que el equipo tiene la capacidad necesaria para albergar a todo el prototipo. En cuanto a las

condiciones de contorno, no existe algún otro elemento externo que restrinja el desplazamiento del muro, a excepción de la fricción con la madera en su base que impide su movimiento.

3.2 Características de las unidades y material empleado

Las unidades tienen caras planas y son de concreto. No se emplearon piedras, dado que, en este estudio, se controlan las dimensiones para cuantificar su efecto. Y difícilmente, las rocas plutónicas que abundan en la superficie limeña tienen caras planas. En ese sentido, no se encontraron piedras que cumplieran con estos requisitos en su estado natural. A pesar de que el material es diferente, las unidades son referidas como ‘piedras’ (entre comillas) en este trabajo dado que imitan su función. Para detalles sobre su fabricación, revise el Anexo B.

Respecto a la similitud, el concreto tiene propiedades semejantes a las de la piedra. En cuanto a la densidad, se pesó una unidad representativa de concreto y se midió sus dimensiones, resultando un valor de 2225 kg/m³ (79% de la piedra). Asimismo, se cuantificó el ángulo de fricción mediante el giro de una unidad usando la mesa inclinable (la cual será descrita posteriormente). El ángulo de fricción calculado mediante 3 pruebas resultó ser de $\varphi_M = 31.80 \pm 2.55$ (91% de la piedra).

De forma tabulada, en la Tabla 3.1, se muestra la geometría y demanda de unidades para la totalidad de los ensayos. Con el fin de que encaje en el prototipo, se determinó que las dimensiones de las unidades sean de 5 centímetros de altura y 30 centímetros de largo (dimensión paralela al eje longitudinal del muro), excepto las de las que se encuentran en los bordes. El largo y la altura fueron calculados para la obtención de un número entero de unidades. Asimismo, se buscó que la longitud sea la mayor posible para tener menor cantidad de unidades y que la fabricación de las mismas, y su posterior traslado y armado implique menor tiempo. Además, dado que se está evaluando el efecto del traslape, era necesario que sea notoria la variación del mismo.

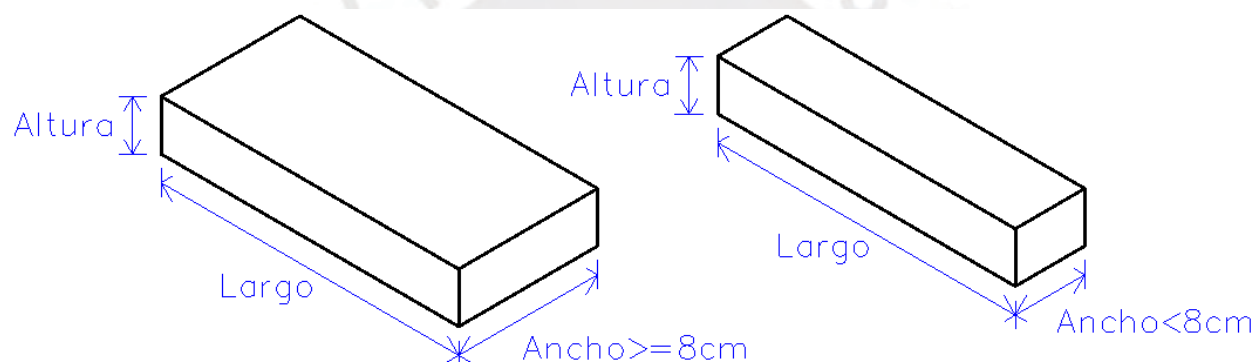
En cuanto al ancho, varía según la hilera, dada la forma trapezoidal del muro. Esta dimensión determina la clasificación de las unidades, agrupándolas en *traced ‘stones’* para las que miden menos de 8 cm y ‘piedras’ pasantes para medidas iguales o superiores (véase la diferencia en la Figura 3.2). La principal distinción es que las últimas van de una cara a la otra del muro, mientras que se requieren de dos *traced ‘stones’* (para los ensayos de esta tesis) para cubrir el ancho del muro de la fila en cuestión.

Tabla 3.1*Demanda de unidades*

Largo	Ancho									
	14	7	6.5	12	6	10	5	4.5	8	4
5	0	2	2	0	0	0	2	2	0	0
10	0	2	2	0	0	0	2	2	0	0
15	2	4	4	2	4	2	4	4	2	4
20	0	2	2	0	0	0	2	2	0	0
25	0	2	2	0	0	0	2	2	0	0
30	4	8	10	4	8	4	10	10	4	8

Cantidad total: 136 unidades

Nota. La altura de todas las unidades es 5 centímetros. Elaboración propia.

**Figura 3.2** *'Piedra' pasante (a la izquierda) y traced 'stone' (a la derecha)*

Debe mencionarse que en los ensayos a realizar no hay un escalamiento real de las dimensiones de las unidades, dado que no existe un estudio que los caracterice. De esta manera, las dimensiones propuestas no son, necesariamente, reales, pero fueron escogidas en base a su factibilidad por las razones expuestas anteriormente. Este es un estudio enfocado en el control de las dimensiones y complementa los estudios a escala natural existentes.

3.3 Descripción y justificación de los arreglos elegidos

Para un posterior análisis de las variables, que es el trasfondo del estudio, se han determinado, primero, los arreglos. Como se mencionó anteriormente, un arreglo es el ordenamiento de las unidades de una pirca en la misma. Los tipos de arreglos han sido escogidos

en base a la factibilidad para su construcción y su potencial en la mejora de la respuesta estructural antes cargas perpendiculares a su plano. Cada arreglo mostrado obedece a un patrón geométrico. Cada una de estas configuraciones específicas, es denominada como variante del arreglo. A continuación, se describe la elección de cada arreglo y sus variantes. En cuanto a nomenclatura, se usa ‘A’ para referirse arreglo y ‘V’ para la variante en su forma abreviada. Para más detalles sobre la geometría del muro y sus unidades en cada variante, véase los planos en el Anexo A.

3.3.1 Arreglo 1.

En el primer arreglo, el patrón geométrico es el espaciamiento de piedras pasantes. Autores como McCombie et. al. (2016) e Ita et. al. (2023) señalan que la presencia de estos elementos mejora la respuesta estructural y dota de mayor predictibilidad a la pirca al comportarse monolíticamente. A pesar de ello, según Ramos (2021), son poco usadas por los maestros pirqueros. Asimismo, las pircas ubicadas en Lima están tan mal hechas que es posible extraer sus unidades fácilmente (Al Sexto Día, 2015). En ese sentido, las piedras pasantes podrían reducir el problema de unidad y empaquetamiento del muro.

En este primer arreglo elegido, se modifica, en la sección transversal, el espaciamiento entre piedras pasantes consecutivas. En la Figura 3.3, por ejemplo, se observa que hay una hilera o fila de separación. La idea es que estos espaciamientos sean cada vez mayores para determinar el impacto del alejamiento de piedras pasantes. En la Figura 3.4, la Figura 3.5 y la Figura 3.6 se muestran la vista de perfil y frontal (en ese orden) de las variantes. A1V1 tiene 1 fila entre piedras pasantes consecutivas; A1V2, 2 filas; y A1V3, 3 filas. Debe aclararse que las piedras pasantes se muestran de color azul.

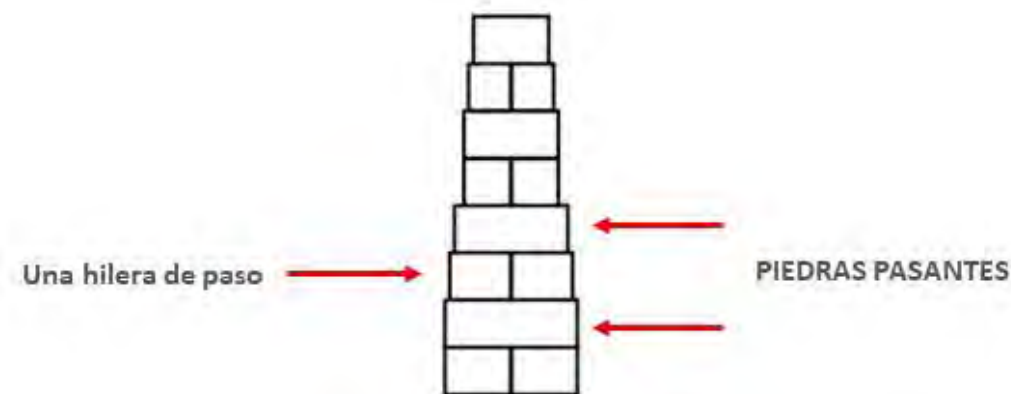


Figura 3.3 Vista de perfil del criterio usado para el arreglo 1



Figura 3.4 Variante AIV1

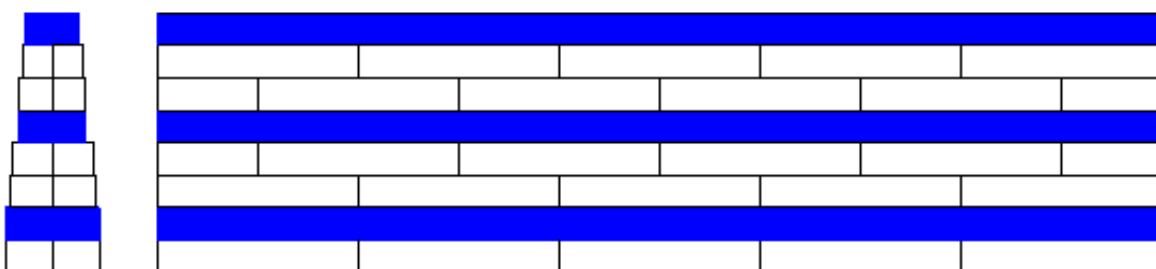


Figura 3.5 Variante AIV2

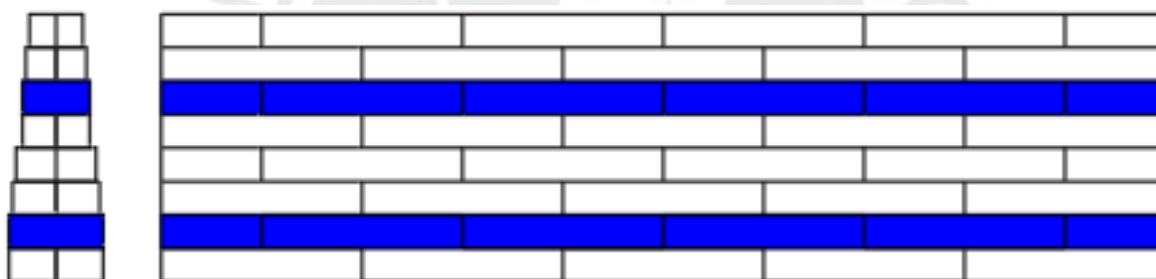


Figura 3.6 Variante AIV3.

3.3.2 Arreglo 2.

Si bien un muro trabaja, principalmente, en su sección transversal al resistir fuerzas perpendiculares a su plano, también lo hace en su eje longitudinal por los efectos de borde y para compatibilizar las deformaciones y esfuerzos reales. De acuerdo con McCombie et. al. (2012), si hay una concentración de fuerzas o una menor resistencia local, un buen traslape permite redistribuir la carga. Con la idea de evitar fallas localizadas, se considera importante la inclusión del traslape como parte de los arreglos elegidos.

El arreglo 2 consiste en la modificación del traslape (longitudinal). Según McCombie et. al. (2012, 2016) también, el traslape permite el desarrollo de la resistencia a tracción longitudinal por fricción (*tensile strength*) de la pirca como muestra la Figura 3.7.

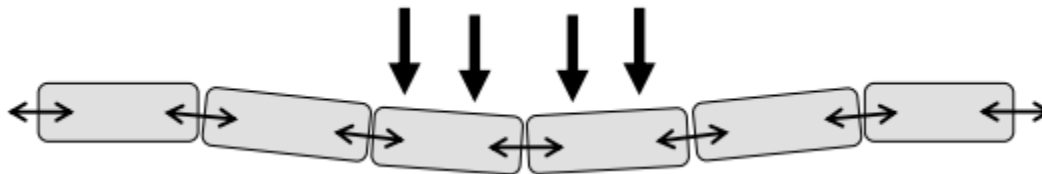


Figura 3.7 Desarrollo de fuerza a tracción por fricción

Tomado de McCombie (2016).

Para la cuantificación del traslape, se usará la menor de las dimensiones longitudinales en las que las piedras de dos hileras continuas se superponen (a mayor traslape, mayor simetría). En la Figura 3.8, por ejemplo, el traslape es un sexto de la longitud de una unidad o 5 cm. Se aumentará el traslape para analizar su incidencia en el comportamiento estructural de la pirca.



Figura 3.8 Vista frontal del criterio usado para el arreglo 2

En la Figura 3.9, la Figura 3.10 y la Figura 3.11 se muestran la vista de perfil y frontal (en ese orden) de las variantes del segundo arreglo. A2V1 tiene un traslape de 5 cm o 1/6 de la longitud de una unidad; A2V2, 10 cm o 1/3 de la longitud de una unidad; y A2V3, 0 cm. Esta última variante también es conocida como junta corrida y, de acuerdo con las recomendaciones de construcción, debe ser evitada. Además de los especímenes determinados, se aprovechará que el espécimen 3 del arreglo 1 tiene un traslape de 1/2 o 15 cm para incluirlo también como variante para este segundo arreglo.

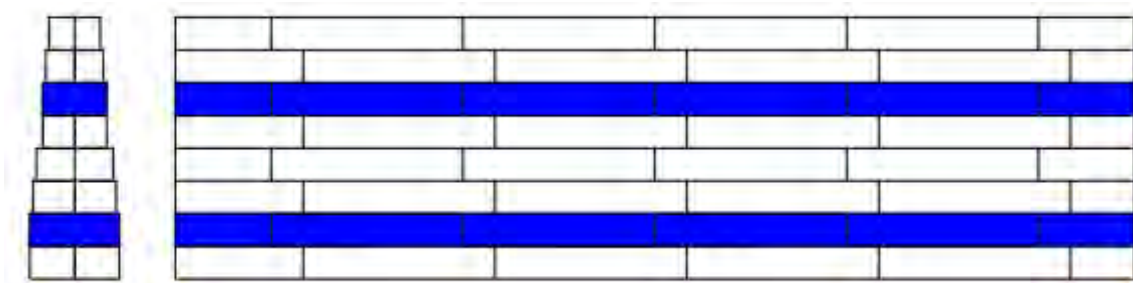


Figura 3.9 Variante A2V1

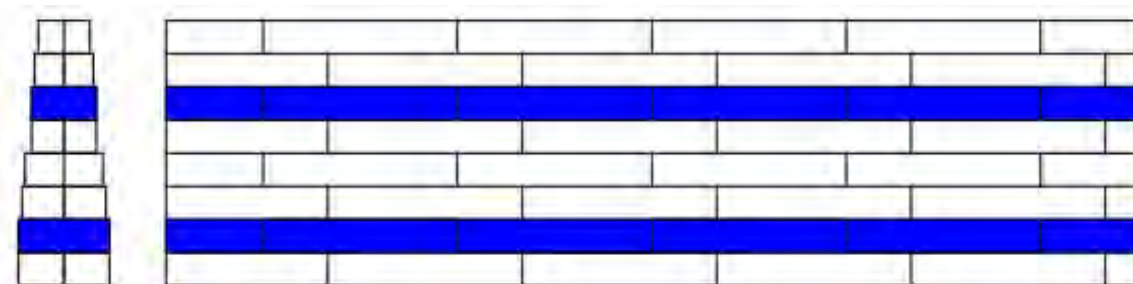


Figura 3.10 Variante A2V2

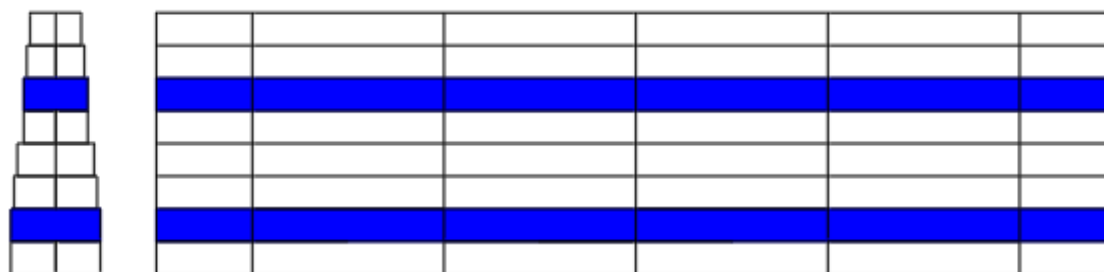


Figura 3.11 Variante A2V3

3.3.3 Arreglo 3.

En consistencia con la problemática del desprendimiento de piedras en las laderas, el uso de piedras pasantes para empaquetar los elementos es un aporte significativo, pero no suficiente. Si una pirca se construye con piedras pasantes, pero la inclinación de las hilas favorece el movimiento hacia abajo, es más probable que el muro deslice y las piedras caigan por gravedad (ver Figura 3.12).

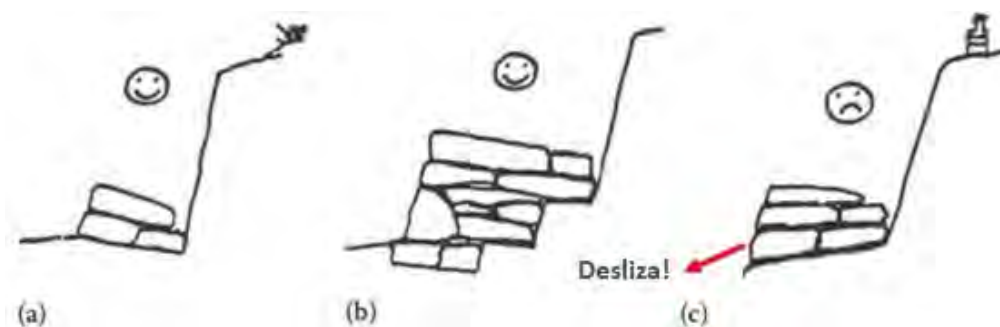


Figura 3.12 *Inclinación de la fundación en roca a. perpendicular a la cara externa, b. en gradas y c. No aconsejable*

Tomado de McCombie et al. (2016).

Para este tercer criterio, se modifica, el ángulo de inclinación entre las hileras y la superficie del terreno (mesa inclinable). La pendiente formada por una cuña apunta en contra del movimiento por lo mencionado anteriormente. En la Figura 3.13 se muestra un ejemplo de ángulo de inclinación de las hileras. En la Figura 3.14 y la Figura 3.15 se muestran la vista de perfil y frontal de las variantes. Para A3V1, el ángulo de inclinación es 6.2° y para A3V2, 10.3° .

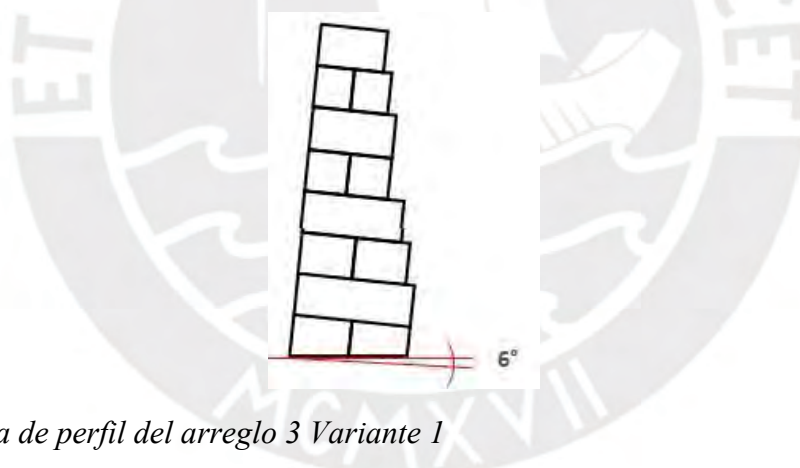


Figura 3.13 *Vista de perfil del arreglo 3 Variante 1*

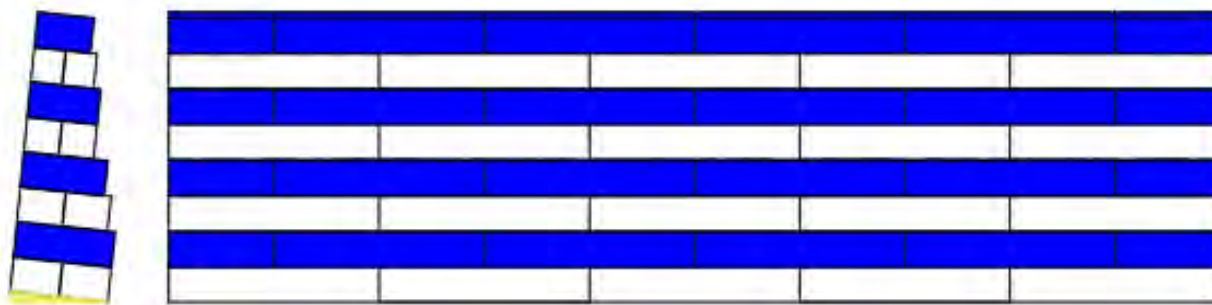


Figura 3.14 *Variante A3V1*

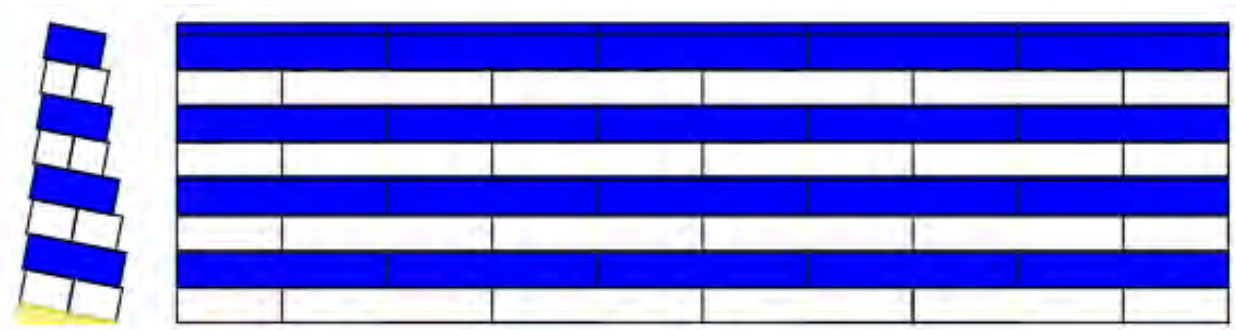


Figura 3.15 Variante A3V2

Se resume los arreglos y sus variantes vistas anteriormente, en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2

Tabla resumen de las características de los arreglos y sus variantes

ARREGLO	VARIANTE	número de hileras entre pasantes consecutivas n_p (filas)	traslape e (cm)	inclinación i (°)
A1	V1	1	15	0
	V2	2	15	0
	V3	3	15	0
A2	V1	3	5	0
	V2	3	10	0
	V3	3	0	0
A3	V1	1	15	6.2
	V2	1	15	10.3

4 PLAN DE ENSAYO

El espacio destinado para la realización de ensayos fue la losa posterior del Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la PUCP (LEDI). Un ensayo o prueba es un procedimiento por el cual un espécimen se deforma hasta su colapso. El tipo de ensayo empleado es pseudoestático por lo que la rapidez de rotación debe ser lenta. Se realizaron visitas previas al ensayo, de manera que se pueda reconocer los recursos disponibles, usar los instrumentos de medición y simular los ensayos previos a este. Dichas visitas, las prácticas realizadas y la bibliografía disponible permitieron enriquecer este capítulo. Los ensayos fueron ejecutados entre las 9 y 13 horas de los días lunes, miércoles y viernes de los meses de setiembre y los primeros días de octubre del 2021. Dichos ensayos han sido reportados en el Anexo C a través de un video.

Como se mencionó anteriormente, la propuesta inicial incluía el uso de piedras, pero dado que el diseño de las unidades no correspondía con las alternativas existentes, se optó por el uso de unidades de concreto. Por cada variante (8), se construyeron 3 especímenes, excepto en A3V2 en el que solo se pudieron ejecutar 2 pruebas por restricciones de tiempo.

4.1 Descripción del equipo de ensayo

El equipo de ensayo fue construido durante la elaboración de la tesis de Alcántara (2020). Como lo indica el autor, es un mecanismo de fácil operación y portabilidad. En él, son posibles ensayar especímenes de hasta 15 cm. de ancho y 1.60 m. de largo. La función del equipo es el de rotar el espécimen como se muestra en la Figura 4.1.

Está compuesto por dos elementos: la máquina y la grúa pórtico. La máquina es la mesa inclinable con semidiscos de rodamiento y es quien alberga al espécimen. Las partes que lo conforman son: los semidiscos de rodamiento, el tablero compuesto, el tope de espécimen, los brazos de palanca, la viga de izaje y las patas de apoyo como se muestra en la Figura 4.2. La grúa pórtico es el elemento que controla la rotación de la mesa por medio de una soga que las une. Está conformada por el punto de izaje, las columnas, las vigas, los apoyos laterales y una manivela como se muestran en la Figura 4.1 y la Figura 4.3. El funcionamiento del equipo es manual a través de una manivela dispuesta en una de las columnas del pórtico.

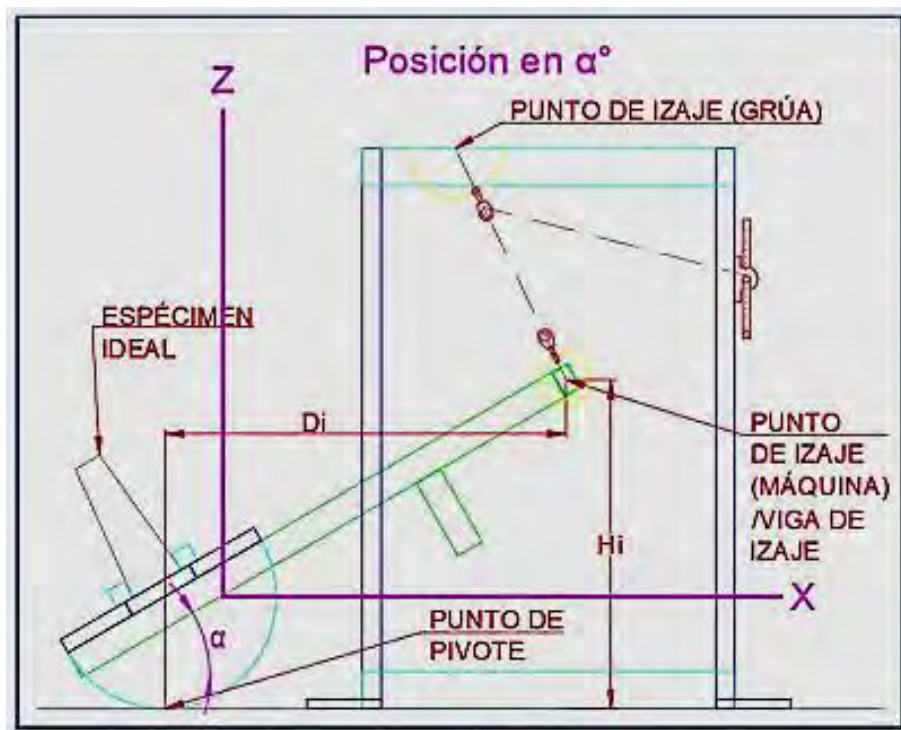


Figura 4.1 *Inclinación del espécimen por el equipo de ensayo*

Tomado de Alcántara (2020).

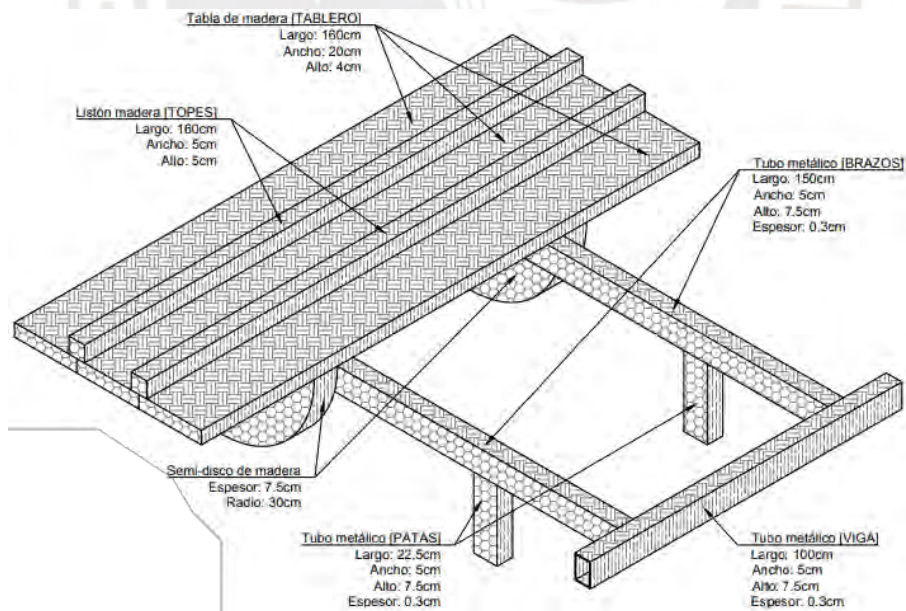


Figura 4.2 *La máquina o mesa inclinable con semidisos y sus partes*

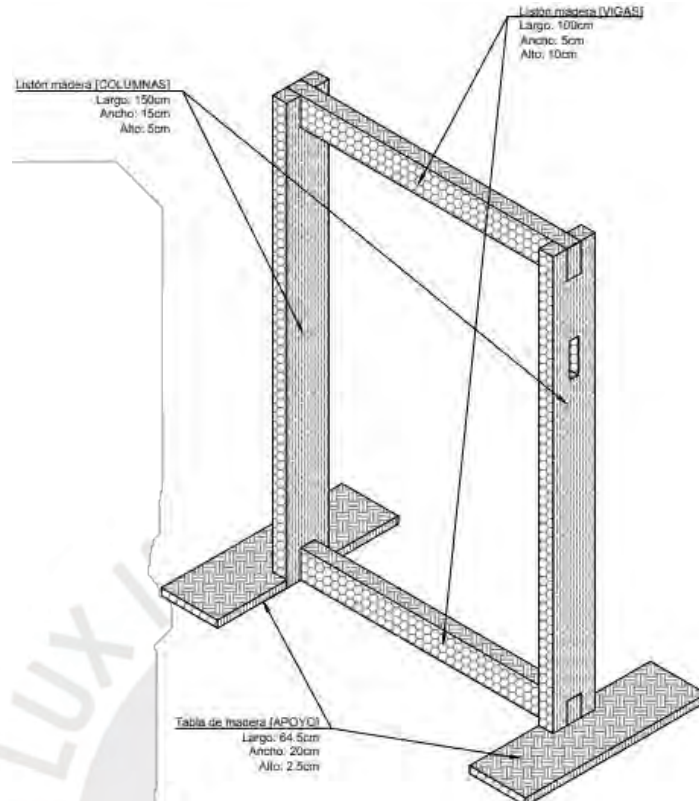


Figura 4.3 Grúa pórtico y sus partes

Figura 4.2 y 4.3 tomado de Alcántara (2020).

4.2 Descripción del equipo humano de trabajo

El grupo de trabajo estuvo compuesto por 3 personas a quienes denominaremos como: investigadora, operario y fotógrafa. La primera es la encargada de las actividades, toma las mediciones de las coordenadas de los puntos con la estación total y de los ángulos de rotación de la mesa. El operario se encarga de girar la manivela para que la máquina y el muro roten. Por último, la tercera persona se encarga de tomar las fotos y los videos.

4.3 Plan de instrumentación

El equipo de medición está conformado por un transportador, un nivel, una estación total y por el aplicativo Phyphox, los cuales tienen la finalidad de medir el muro mediante 12 puntos de control.

4.3.1 Descripción de los equipos de medición

La estación total es un instrumento de alta precisión. El equipo usado para los ensayos es una Trimble M3 DR 5". De acuerdo con las especificaciones del fabricante, la precisión es de $3+2\text{ppmxD}$ milímetros cuando la medición se hace sin prisma (como se hizo en los ensayos). Y, en las condiciones más desfavorables que se detalla, puede medir hasta 200 metros (Trimble, s.f.). Entre algunas características importantes, la estación cuenta con una plomada óptica que permite ubicar la proyección en el suelo de la estación y además posee un sistema de medición con láser. Otra característica que resulta ventajosa es que cuenta con el software *Trimble Access* y un puerto de entrada USB mediante el cual se puede exportar todos los puntos medidos durante un levantamiento. Estos datos fueron recopilados diariamente según el avance de los ensayos.

Para medir los ángulos, se empleó un transportador adosado a la mesa inclinable de una precisión de 0.5 grados sexagesimales. También, es necesario definir un plano horizontal, el cual fue determinado por un nivel de burbuja tubular como se muestra en la Figura 4.4. Dicho instrumento es un nivel estructural Stanley que, según la ficha técnica, tiene una precisión exacta (Promart, s.f.).



Figura 4.4 *Uso de un transportador y un nivel para medir los ángulos*

Elaboración propia.

Asimismo, se ha usado el aplicativo *Phyphox* (Experimentos físicos con teléfono ([*Physical phone experiments*])) creado en el segundo instituto de Física de la universidad RWTH Aachen

(Phyphox, s.f.). Este aplicativo solo fue empleado para controlar la inclinación de la cara del muro (para el tercer arreglo), dada la dificultad que representaba para medirlo con los instrumentos anteriores.

4.3.2 Puntos de control

Se midieron 12 puntos en total. Para ello, se eligieron filas o hileras intercaladas y las columnas de los extremos y del centro. Estos puntos de control se ubican en la segunda, cuarta, sexta y octava hilera como muestra la Figura 4.5 mediante cruces.

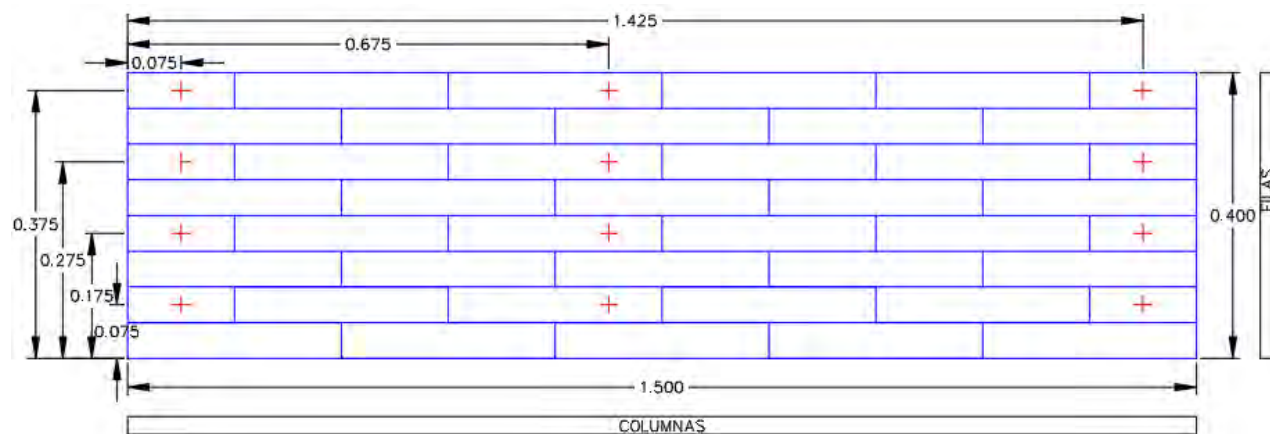


Figura 4.5 Posicionamiento de los puntos medidos

Nota. El color de las cruces es referencial al que se usó en el ensayo. Esta figura corresponde solo a la variante 1 del arreglo 1 en cuanto al ordenamiento de sus elementos. Las mediciones se encuentran en metros. Elaboración propia.

4.3.3 Sistema de coordenadas

El sistema de referencia está definido por 3 ejes y el origen de coordenadas. Dicho punto es estático y el mismo para todos los ensayos. Este sistema está definido por la posición de la estación total y el punto A con el que se determina el norte (véase Figura 4.6). Para ello, se dota de coordenadas arbitrarias a la estación total y se inicia las mediciones desde el punto A con un giro de 0°.

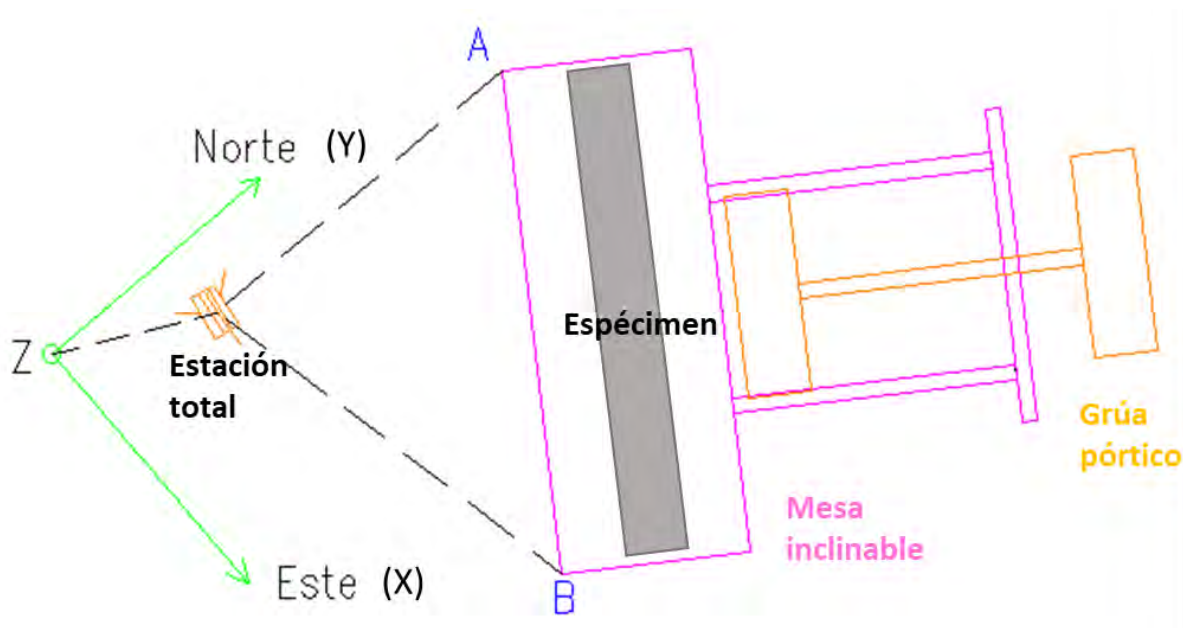


Figura 4.6 Definición del sistema de coordenadas Norte-Este-Z (X-Y-Z)

Elaboración propia.

4.4 Procedimiento de ensayo

El ensayo consiste en la inclinación de la mesa que contiene al espécimen hasta que este falle. Durante el proceso, se registran las posiciones de los puntos de control.

4.4.1 Armado de la estación total.

En primer lugar, se fija un punto en el piso, desde el cual se tomarán todas las medidas. A continuación, se posiciona un trípode sobre la superficie, de manera que las patas estén lo más simétrico posible. Debe verificarse, visualmente, que el plano de la cabeza (parte superior) sea horizontal. Asimismo, debe prestarse atención a la altura del trípode y corroborar que sea la adecuada para la persona que toma los datos. Encima, se coloca, cuidadosamente, la estación total y se enrosca al trípode. Se aumenta o disminuye las patas del trípode y/o se mueven los tornillos, de manera que las burbujas estén centradas y, por lo tanto, el instrumento quede nivelado. Posteriormente, se verifica que la estación esté sobre el punto fijo mediante el láser vertical y si no es correcto se mueve, ligeramente.

Para los datos de entrada del programa *Trimble Access*, se consideraron las siguientes medidas. La altura de la estación fue medida con una wincha. Asimismo, se asignó,

arbitrariamente, las coordenadas de la estación como 10 000 norte, 10 000 este y 100 altitud como datos de entrada del programa. En cuanto a los datos de presión y temperatura, se consideraron los valores constantes de 1 atm y 16°, la cual fue una temperatura repetitiva en varios de los días de ensayo.

4.4.2 Limpieza.

Al inicio de las actividades diarias, se libera las unidades y la máquina de su recubrimiento y se realiza una limpieza rápida. La limpieza en este momento y entre el cambio de prueba es muy importante, dado que pequeñas partículas desprendidas por el concreto durante el colapso, pueden interferir con las condiciones normales de la prueba. En ese sentido, también es necesario mantener el orden.

4.4.3 Construcción del espécimen.

Se revisan, previamente, los planos de construcción y se tienen impresos durante el ensayo. Es importante que solo las unidades necesarias estén disponibles, las otras pueden guardarse o aislarse de la zona de trabajo. Los involucrados deben de tener puestos sus Equipos de Protección Personal (casco, chaleco, calzado adecuado y guantes). Antes del armado, se limpia la mesa, de manera que esté libre de residuos de otros ensayos. En caso de realizarse una gran cantidad de ensayos, (como es este) se requiere de la participación de todos los miembros del equipo para reducir el tiempo de la construcción. En ese sentido, se recomienda que esta actividad sea ejecutada en un solo sentido para que no haya problemas de encaje al centro del muro.

En los ensayos, se centró el espécimen en la máquina para realizar las transformaciones de coordenadas en el post-procesamiento de resultados. Esto significó que la primera hilera no chocara con el tope de la mesa. Para corroborar que no existiera movimiento relativo, se midió el ángulo de fricción (reportado en el capítulo anterior) que resultó ser superior al ángulo de rotación de colapso. Lo mismo se consideró para el arreglo 3, es decir, mesa, cuña de madera y primera hilera del muro se mueven de manera conjunta.

El armado del primer espécimen de las variantes es el que más demora. Dado que los bloques de concreto poseen imperfecciones, es necesario encajar adecuadamente los bloques y que estos tengan la mayor estabilidad. Para ello, se mueven las unidades hasta encontrar su mejor posición manteniendo los lineamientos de los planos. Para que el ensayo de la variante se pueda replicar, se

recomienda etiquetar las unidades con su posición de fila y columna. Este detalle observado se implementó en los últimos ensayos. Por último, los puntos de control (ver Figura 4.5) son marcados con una cruz para que puedan ser encontrados por el láser de la estación.

4.4.4 Descripción del ensayo.

Previamente, se marcan los puntos A y B (extremos superiores de la mesa inclinable) con una cruz. Asimismo, se colocan láminas de corcho en la parte delantera de la mesa u otros elementos que reciban los bloques cuando colapse el muro y ayuden a amortiguar la caída de las unidades. El ensayo comienza con la medición de los puntos a 0° de rotación de la mesa inclinable. Luego, el operador gira la manivela, lentamente. En los ensayos, se registró una rapidez, aproximada, de 1° cada 30 segundos o 1 vuelta cada 20 segundos. Esta rapidez fue empleada con el objetivo de que el ensayo sea pseudoestático y no se generen fuerzas inerciales. Esto se realiza hasta que la investigadora obtenga el ángulo de rotación deseado (cada 4° o 5°) de la mesa inclinable. En ese momento, el operador detiene su movimiento y la investigadora mide las coordenadas de los puntos de control con la estación total. De manera simultánea, se realiza la toma de fotos y grabación. Para ello, se recomienda colocar un póster con los datos de la variante y ángulo de ensayo.

Posteriormente, el operador retoma el movimiento de la manivela y se repiten las actividades. Se realizan entre 4 a 5 mediciones del muro antes del colapso. Debe considerarse que el ángulo máximo de rotación sea menor de 20° para no necesitar lastres que impidan el volcamiento de la grúa pórtico (J. Alcántara, comunicación personal, 01 de setiembre, 2021). Cuando el muro colapsa, la prueba ha terminado. En este momento, se mide el ángulo de rotación de colapso de la máquina. Debe considerarse que cuando se inicia una nueva prueba, debe construirse el muro por completo, a pesar que no todas las unidades hayan caído. En los ensayos, se registró la ruptura en dos de algunas unidades por caída de las mismas durante el colapso del muro. Dado que no fue previsto dichos incidentes, se optó por unir las piezas con cinta de embalaje para unificarlas. En ese sentido, se recomienda tener un libro de apuntes en el que estas u otras eventualidades sean anotadas, además de otras características del ensayo como ángulos de colapso.

4.5 Post-procesamiento de resultados

Para determinar los desplazamientos de los puntos de control, se realiza una transformación de coordenadas como muestra la Figura 4.7. Con las posiciones y ángulos, se promedian los valores de los ensayos para obtener cantidades representativas para una variante. A partir de operaciones, se calculan desplazamientos relativos, fuerzas y rigidez del muro. Con estos, se establecen correlaciones entre variantes para determinar el grado de influencia de las variantes.

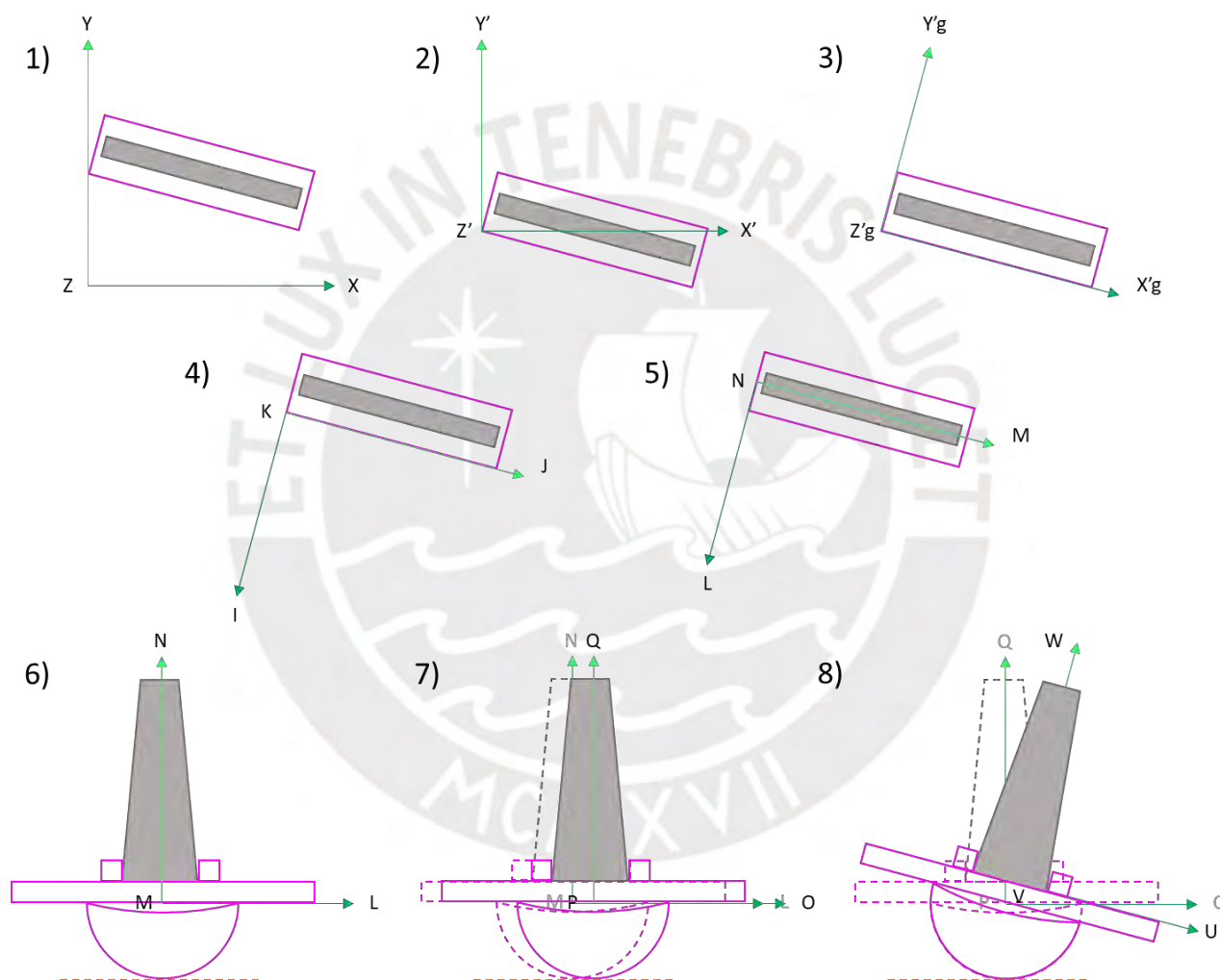


Figura 4.7 Transformación de coordenadas para el tratamiento de datos

Elaboración propia.

5 DESCRIPCIÓN DE LOS RESULTADOS

En este capítulo se muestran los resultados y descripción de los ensayos realizados. $\overline{\delta}_h$ es el promedio de los desplazamientos relativos perpendiculares al plano del muro medidas en los puntos de control a una misma altura h . Con las $\overline{\delta}_h$ de cada ensayo se calcula el desplazamiento esperado $\mu(\overline{\delta}_h)$, la desviación estándar $\sigma(\overline{\delta}_h)$ y el coeficiente de variación $\Omega(\overline{\delta}_h)$ para cada variante.

Estos valores son mostrados en dos tipos de tablas. La primera, para la hilera más alta del muro ($h_{\text{máx,teórica}}$) y la segunda, para el ángulo de rotación máximo medido ($\alpha_{\text{máx_med}}$). Luego, se muestra un gráfico comparativo del avance de los desplazamientos en cada variante de un mismo arreglo.

En segundo lugar, se determina la curva de capacidad. A pesar de que el material no sea continuo se utilizará expresiones como esta y otras como fluencia, rigidez, entre otros de forma análoga a como se emplea en otros materiales como el concreto o acero. Para ello, se calcula la fuerza perpendicular al plano que se genera por la rotación de la mesa ($\text{seno}(\alpha) \cdot W$) y se asocia con la deformación esperada del muro (desplazamiento en la hilera más alta). También se muestra cómo los muros fallan mediante fotos de los ensayos.

Debe mencionarse que en la producción de concreto se hicieron unidades de mayor altura a las determinadas en los planos. Este error pudo ser eliminado dado que se consideró el valor calculado con la estación total. De manera similar, los ángulos medidos con el transportador fueron reemplazadas por los calculados con la estación total. Con esto, se evitó un error de 21 mm en la altura de las unidades y 1.13° en el ángulo. En el caso de la fuerza de colapso, si se muestra el error dado que solo pudo ser medido con el transportador.

Al final del capítulo, los arreglos son reemplazados, en terminología, por las variables independientes de tal forma que los arreglos y variantes sean reducidos a: número de filas entre dos pasantes consecutivas “np”, traslape horizontal “e”, inclinación de la base “i” como variables independientes; y ángulo de rotación “ α ”, deformación del muro antes del colapso “ $\mu(\overline{\delta}_{h\text{máx}})$ ”, rigidez inicial “K”, porcentaje del muro que queda en su lugar después del colapso “%f”, resistencia de colapso “Vc” y el tipo de falla como variables dependientes. Con estas variables se establecen correlación para determinar el grado de influencia de las variables independientes en las dependientes.

5.1 Nomenclatura

h : Altura representativa calculada desde la base superior del tablero al objetivo (marca, aspa).

$h_{m\acute{a}x}$: Altura representativa más alta del muro en la que se realiza mediciones.

δ_h : Desplazamiento relativo perpendicular al plano para una altura h .

$\overline{\delta}_h$: Desplazamiento promedio de δ_h a lo largo del eje longitudinal a una altura h

$\mu(\overline{\delta}_h)$: Valor esperado de $\overline{\delta}_h$ (entre pruebas).

α : Valor esperado del ángulo de rotación de la mesa inclinable (entre pruebas).

$\alpha_{m\acute{a}x}$: Máximo ángulo de rotación medido antes del colapso

P#: Prueba número ‘#’

a : es una cantidad

$\sigma(a)$: Desviación estándar de a (entre pruebas).

$\Omega(a)$: Coeficiente de variación. Resultante del cociente entre desviación estándar y valor esperado

V : Fuerza cortante.

ψ : Distorsión angular o deriva del muro.

α_c : Ángulo de rotación de la mesa inclinable para el colapso del muro por prueba.

$V_{c,corregida}$: Resistencia o fuerza promedia perpendicular al plano del muro durante el colapso que ha sido corregida.

$\Delta\delta_h$: Resta entre el máximo y mínimo desplazamiento de los puntos de control para una misma altura o rango de desplazamientos en un ensayo

L : Longitud total del espécimen (1.5 m)

$\beta = \frac{\Delta\delta_h}{L}$: Abombamiento horizontal o distorsión angular horizontal

W : Peso del muro

W' : Peso de la sección superior del muro que colapsa

N : Fuerza normal

FS: Factor de seguridad

r_h = Distancia horizontal del eje de rotación al centroide

r_v = Distancia vertical del eje de rotación al centroide

n_p : Número de filas o hileras entre dos pasantes consecutivas verticalmente

e : Traslape horizontal

i : Inclinación entre las hileras y el plano de la mesa (en contra del movimiento)

K : Rigidez inicial o ‘elástica’

$\%f$: Porcentaje de hileras del muro que no caen durante el colapso

R^2 : Coeficiente de determinación

AL : Tipo de asociación lineal

b : Ancho de la unidad que corresponde con el espesor del muro en esa fila

l : Longitud de una unidad, la cual es paralela al eje del muro

G : Módulo de rigidez

A_0 : Área de corte

φ_M : Ángulo de fricción estática máxima

E : Error

Las alturas y desplazamientos están en unidades de metros. Los ángulos se miden en grados sexagesimales. Los términos con subíndices med y teórico provienen de mediciones hechas con transportador para el ángulo y determinados en los planos para las dimensiones de las unidades respectivamente. Los que tienen subíndices cal son valores calculados con la estación total.

5.2 Resultados experimentales del arreglo 1

En el arreglo 1 se varía el uso de piedras pasantes. Se realizaron entre 3 a 4 mediciones con ángulos de 5° , 10° , 12° y 15° por cada variante. Estos ángulos representan fuerzas perpendiculares al plano de 9% , 17% , 21% y 26% del peso, respectivamente.

5.2.1 Desplazamientos.

La variante 1 contiene ‘piedras’ pasantes en las filas 2, 4, 6 y 8 (4/8 hileras), es decir, es la que tiene más ‘piedras’ pasantes de todas las variantes. La Tabla 5.1 muestra las deformaciones del muro (desplazamiento de la hilera más alta) conforme rota la máquina. Se muestra una dispersión máxima de 40% en este caso. Por su parte, la Tabla 5.2 muestra los desplazamientos de todas las hileras (de control) para el último ángulo medido antes del colapso. En este caso, se

alcanza una dispersión máxima de 44%. Por otro lado, en cuanto al ángulo α y la altura h , alcanzan una dispersión máxima de 10% y 0.7%, respectivamente.

Tabla 5.1

Deformaciones de A1V1 ($h_{\text{máx,teórica}}=0.375$ m)

α_{med}	$\mu(\alpha_{\text{cal}})$	$\Omega(\alpha_{\text{cal}})$	Desplazamientos ($\overline{\delta_h}$)			Estadísticos		
			P1	P2	P3	$\mu(\overline{\delta_h})$	$\sigma(\overline{\delta_h})$	$\Omega(\overline{\delta_h})$
5	5.09	4.9%	3.04E-03	3.28E-03	2.83E-03	3.05E-03	2.29E-04	8%
10	9.59	1.7%	1.14E-02	9.89E-03	1.26E-02	1.13E-02	1.34E-03	12%
15	12.53	10.4%	5.33E-02	2.61E-02	3.02E-02	3.65E-02	1.46E-02	40%

Tabla 5.2

Desplazamientos de los puntos de control de A1V1 para $\alpha_{\text{máx,med}}=15^\circ$

$h_{\text{teórica}}$	$\mu(h_{\text{cal}})$	$\Omega(h_{\text{cal}})$	Desplazamientos ($\overline{\delta_h}$)			Estadísticos		
			P1	P2	P3	$\mu(\overline{\delta_h})$	$\sigma(\overline{\delta_h})$	$\Omega(\overline{\delta_h})$
0.075	0.086	0.7%	2.46E-02	1.33E-02	1.27E-02	1.69E-02	6.70E-03	40%
0.175	0.189	0.3%	3.36E-02	1.75E-02	1.61E-02	2.24E-02	9.73E-03	43%
0.275	0.296	0.1%	4.29E-02	1.97E-02	2.30E-02	2.85E-02	1.25E-02	44%
0.375	0.404	0.0%	5.33E-02	2.61E-02	3.02E-02	3.65E-02	1.46E-02	40%

Como se recuerda, la variante 2 contiene pasantes en las filas 2, 5 y 8: es la segunda con más ‘piedras’ pasantes de todas las variantes (3/8 hileras). A continuación, se muestran los valores numéricos y estadísticos asociados a los desplazamientos en la Tabla 5.3 y la Tabla 5.4, de forma similar a la primera variante. En la primera se muestran las deformaciones del muro con una dispersión máxima de 52% que se reduce conforme se incrementa el ángulo. La segunda, muestra los desplazamientos esperados en toda la altura para el ángulo máximo medido con un coeficiente de variación máximo de 17%. Este valor es mucho menor que el de la variante anterior A1V1 no solo para este ángulo, sino para 3 de 4. Por otro lado, en cuanto al ángulo α y la altura h , alcanzan una dispersión máxima de 3% (Tabla 5.3) y 0.6% (Tabla 5.4), respectivamente.

El máximo desplazamiento [$\mu(\overline{\delta_h})$] es de 40 mm (más que A1V1) en la fila 8 (superior) a 15° ($\alpha_{\text{máx,med}}$). La dispersión de estas mediciones para distintas alturas y ángulos alcanza un máximo de 108% siendo menos preciso, de forma global, que A1V1.

Tabla 5.3

Deformaciones de A1V2 ($h_{\text{máx,teórica}}=0.375 \text{ m}$)

α_{med}	$\mu(\alpha_{\text{cal}})$	$\Omega(\alpha_{\text{cal}})$	Desplazamientos ($\overline{\delta_h}$)			Estadígrafos		
			P1	P2	P3	$\mu(\overline{\delta_h})$	$\sigma(\overline{\delta_h})$	$\Omega(\overline{\delta_h})$
5	4.74	2.0%	3.74E-03	1.62E-03	5.30E-03	3.55E-03	1.85E-03	52%
10	9.32	2.6%	1.60E-02	2.12E-02	1.74E-02	1.82E-02	2.69E-03	15%
12	10.88	1.9%	2.97E-02	2.35E-02	2.30E-02	2.54E-02	3.75E-03	15%
15	13.44	1.0%	4.42E-02	3.64E-02	-	4.03E-02	5.48E-03	14%

Tabla 5.4

Desplazamientos de los puntos de control de A1V2 para $\alpha_{\text{máx,med}}=15^\circ$

$h_{\text{teórica}}$	$\mu(h_{\text{cal}})$	$\Omega(h_{\text{cal}})$	Desplazamientos ($\overline{\delta_h}$)			Estadígrafos		
			P1	P2	P3	$\mu(\overline{\delta_h})$	$\sigma(\overline{\delta_h})$	$\Omega(\overline{\delta_h})$
0.075	0.086	0.6%	1.37E-02	1.11E-02	Muro colapsó antes de 15°	1.24E-02	1.87E-03	15%
0.175	0.193	0.3%	1.91E-02	1.63E-02		1.77E-02	1.96E-03	11%
0.275	0.296	0.2%	3.32E-02	2.60E-02		2.96E-02	5.08E-03	17%
0.375	0.403	0.2%	4.42E-02	3.64E-02		4.03E-02	5.48E-03	14%

Por último, la variante 3 contiene ‘piedras’ pasantes en las filas 2 y 6 (2/8): es la que tiene menos pasantes de todas las variantes. La Tabla 5.5 muestra las deformaciones esperadas del muro para los diferentes ángulos de giro. El coeficiente de variación alcanza un máximo de 72%. Por su parte, la Tabla 5.6 muestra los desplazamientos en toda la altura para el último ángulo medido antes del colapso. En este caso, se alcanza una dispersión máxima de 10%, el cual es un valor significativamente menor, mucho más que A1V2, dando cuenta de su mayor precisión. La elevada dispersión que se comentó anteriormente solo aplica para el primer ángulo medido. Por otro lado, el ángulo α y la altura h , alcanzan una dispersión máxima de 3% y 0.2%, respectivamente.

El máximo desplazamiento es 27 mm en la fila 8 (superior) a 12° ($\alpha_{\text{máx,med}}$). La dispersión de estas mediciones para distintas alturas y ángulos alcanza un máximo de 160%, siendo menos, preciso, de forma general que A1V1 Y A1V2.

Tabla 5.5

Deformaciones de AIV3 ($h_{m\acute{a}x,te\acute{o}rica}=0.375m$)

α_{med}	$\mu(\alpha_{cal})$	$\Omega(\alpha_{cal})$	Desplazamientos ($\overline{\delta_h}$)			Estadígrafos		
			P1	P2	P3	$\mu(\overline{\delta_h})$	$\sigma(\overline{\delta_h})$	$\Omega(\overline{\delta_h})$
5	4.85	2.6%	5.79E-03	8.06E-04	6.77E-03	4.45E-03	3.20E-03	72%
10	9.35	2.3%	1.87E-02	1.54E-02	2.27E-02	1.89E-02	3.66E-03	19%
12	10.9	1.4%	2.75E-02	2.66E-02	2.52E-02	2.65E-02	1.17E-03	4%

Tabla 5.6

Desplazamientos de los puntos de control de AIV3 para $\alpha_{m\acute{a}x,med}=12^\circ$

$h_{te\acute{o}rica}$	$\mu(h_{cal})$	$\Omega(h_{cal})$	Desplazamientos ($\overline{\delta_h}$)			Estadígrafos		
			P1	P2	P3	$\mu(\overline{\delta_h})$	$\sigma(\overline{\delta_h})$	$\Omega(\overline{\delta_h})$
0.075	0.086	0.2%	8.13E-03	8.82E-03	7.49E-03	8.15E-03	6.66E-04	8%
0.175	0.192	0.1%	1.20E-02	1.08E-02	1.31E-02	1.20E-02	1.17E-03	10%
0.275	0.296	0.1%	1.84E-02	1.80E-02	1.72E-02	1.79E-02	6.08E-04	3%
0.375	0.403	0.0%	2.75E-02	2.66E-02	2.52E-02	2.65E-02	1.17E-03	4%

De forma gráfica, los desplazamientos esperados $\mu(\overline{\delta_h})$ de todas las variantes de este arreglo se muestran en la Figura 5.1 y la Figura 5.2. El máximo desplazamiento es 37 mm en la fila 8 a 15° ($\alpha_{m\acute{a}x,med}$). La dispersión de estas mediciones a cualquier altura o ángulo alcanza un máximo de 76%.

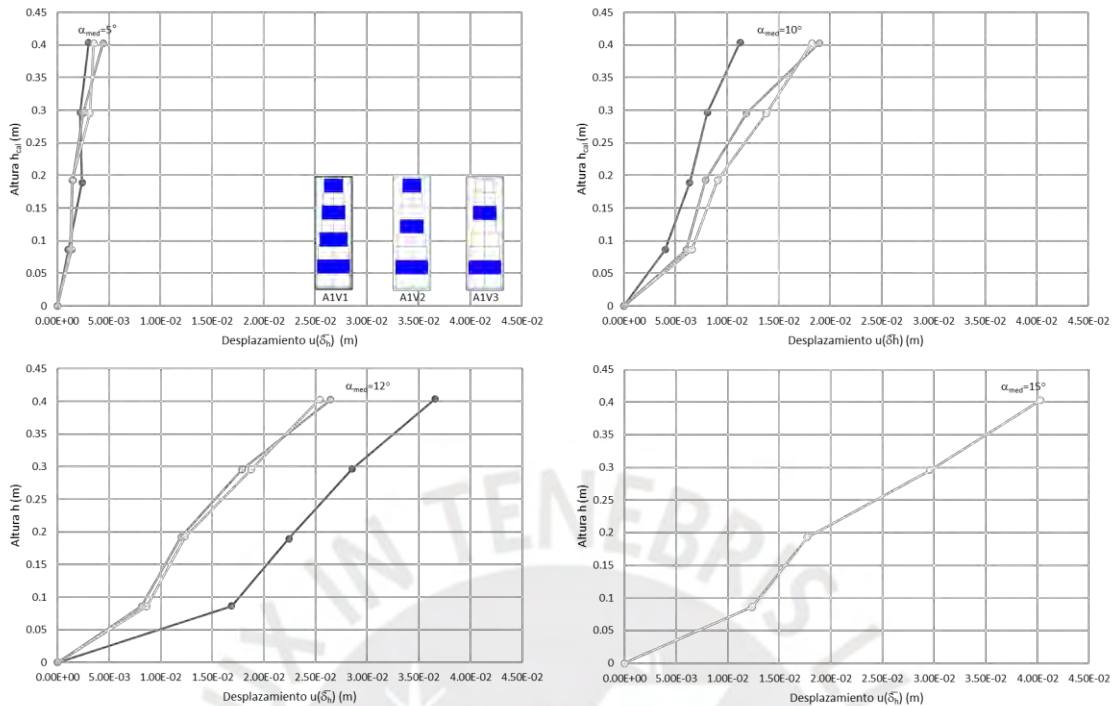


Figura 5.1 Desplazamientos esperados $\mu(\overline{\delta}_h)$ vs altura para A1V1, A1V2 y A1V3 según el ángulo

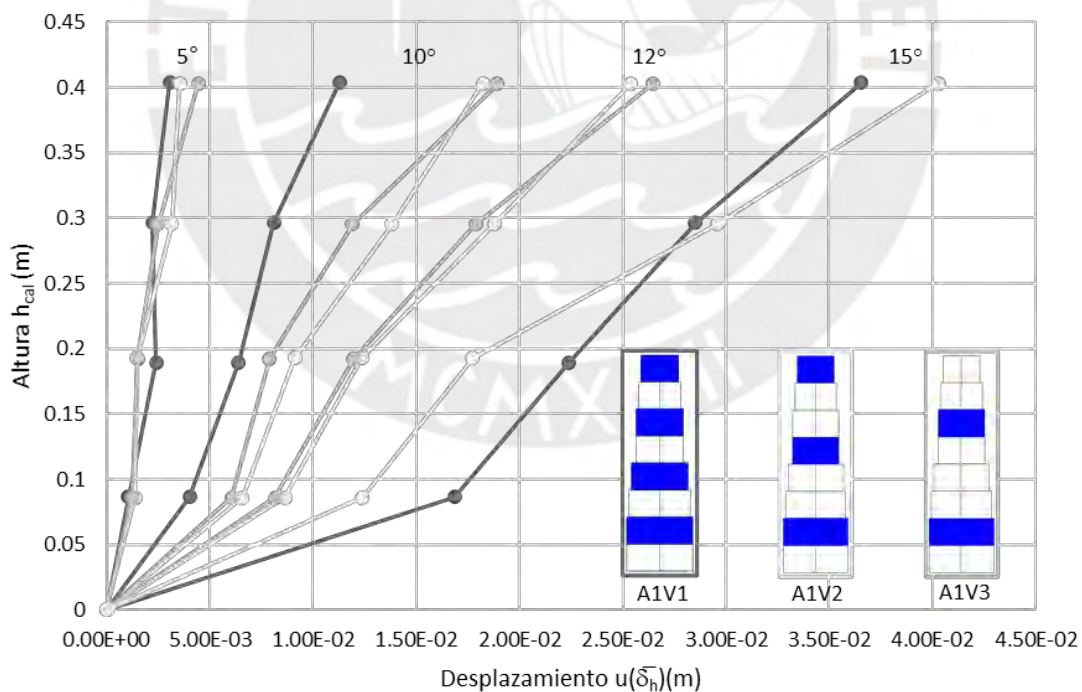


Figura 5.2 Gráfico resumen de desplazamientos esperados $\mu(\overline{\delta}_h)$ según espaciamento vertical entre piedras pasantes

Nota: Los colores de las líneas corresponden con el borde de las imágenes de los muros

5.2.2 Curvas de capacidad

Para las deformaciones del muro hasta la fluencia, se observa que los valores de la rigidez inicial se ordenan como sigue: A1V1>A1V2>A1V3. Esto puede verse, gráficamente, en la Figura 5.3. Para A1V1, la rigidez es de 4.62 Tonf/m; para A1V2, 3.69 Tonf/m; y para A1V3, 3.01 Tonf/m.

Las derivas (ψ) se ordenan de la misma manera con un valor máximo de 11%, aproximadamente para A1V2. Los datos numéricos exactos se muestran en la Tabla 5.7.

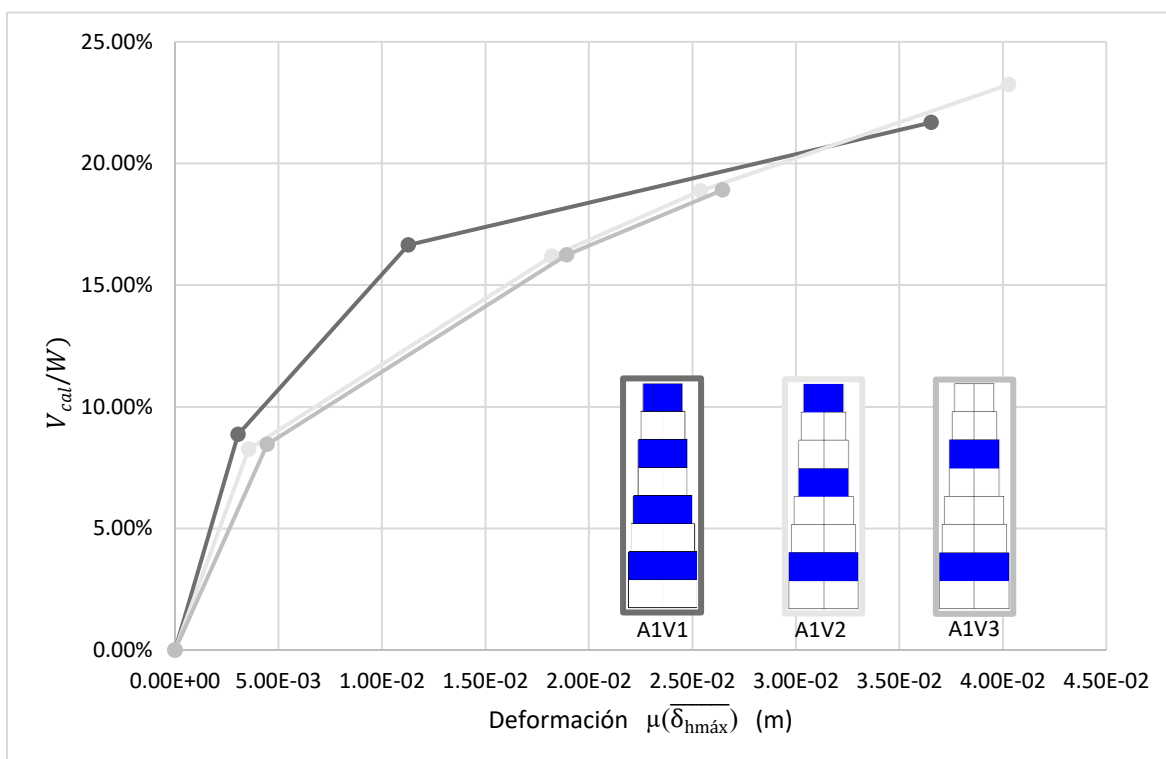


Figura 5.3 Curvas de capacidad para las variantes del arreglo 1: $\mu(\overline{\delta_{hmáx}})$ vs V_{cal}/W

Tabla 5.7

Valores de la curva de capacidad: deformación $\mu(\overline{\delta_{hmáx}})$ -fuerza para las variantes del arreglo 1

Variante	$\alpha_{med}(\circ)$	$\alpha_{cal}(\circ)$	V_{cal} (Ton)	V_{cal} (%W)	$\mu(\overline{\delta_{hmáx}})$	ψ
A1V1	5	5.09	0.014	9%	3.05E-03	0.8%
	10	9.59	0.026	17%	1.13E-02	3.0%
	15	12.53	0.034	22%	3.65E-02	9.7%
A1V2	5	4.74	0.013	8%	3.55E-03	1.0%
	10	9.32	0.026	16%	1.82E-02	4.9%
	12	10.88	0.030	19%	2.54E-02	6.8%
	15	13.44	0.037	23%	4.03E-02	10.8%

Variante	$\alpha_{med} (^{\circ})$	$\alpha_{cal} (^{\circ})$	V_{cal} (Ton)	V_{cal} (%W)	$\mu(\overline{\delta_{hmax}})$	ψ
	5	4.85	0.013	8%	4.45E-03	1.2%
A1V3	10	9.35	0.026	16%	1.89E-02	5.1%
	12	10.9	0.030	19%	2.65E-02	7.1%

5.2.3 Estado de colapso.

La forma en la que colapsan los muros es por volteo como se muestra en la Figura 5.4, la Figura 5.5 y la Figura 5.6 para cada una de las variantes. Según la Tabla 5.8, la variante con mayor resistencia es la variante 1.



Figura 5.4 Forma de falla para A1V1 (los bloques azules representan las filas en donde se ubican las 'piedras' pasantes)

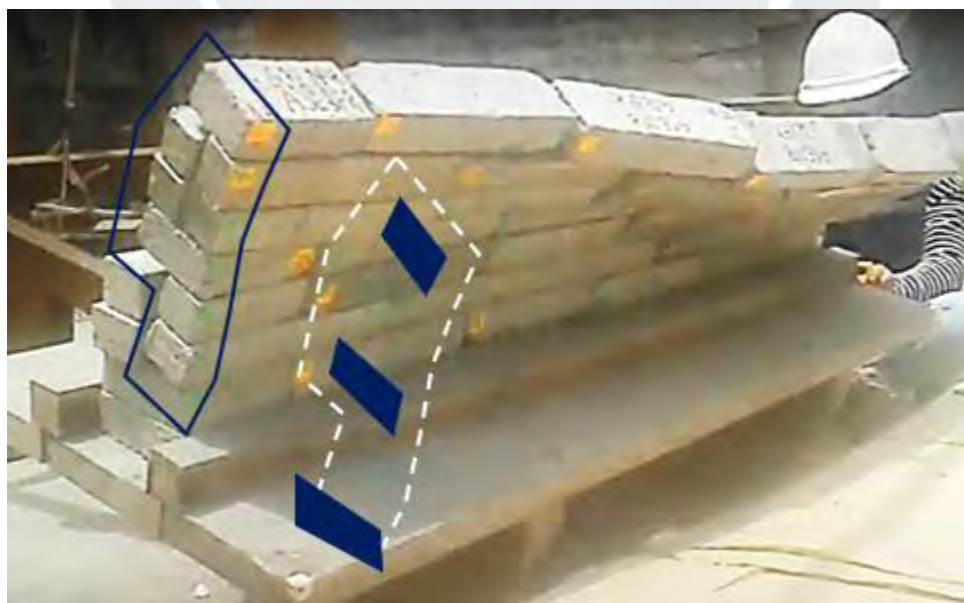


Figura 5.5 Forma de falla para A1V2 (los bloques azules representan las filas en donde se ubican las 'piedras' pasantes)

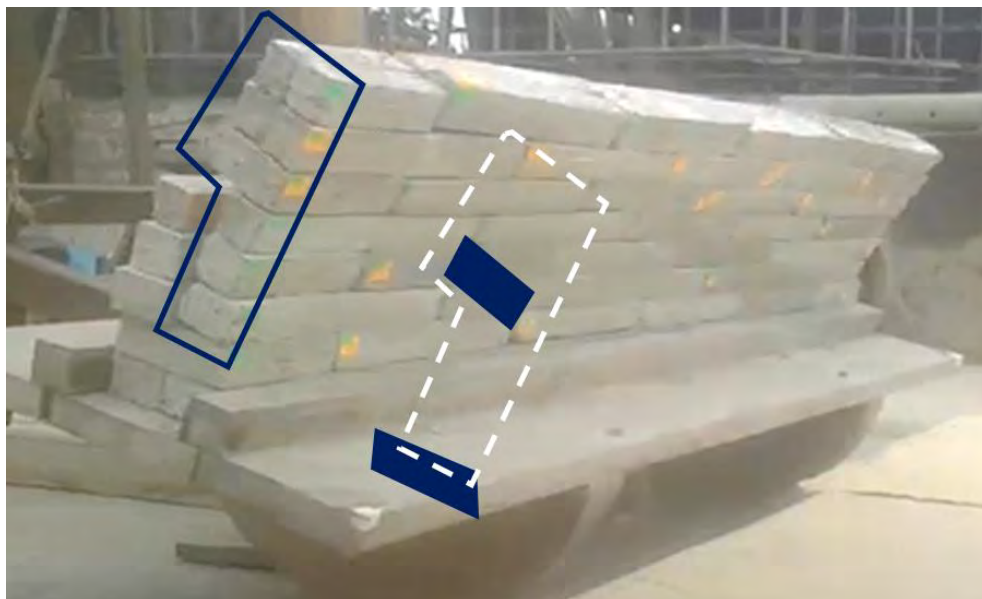


Figura 5.6 Forma de falla para A1V3 (los bloques azules representan las filas en donde se ubican las ‘piedras’ pasantes)

Una vez que el muro ha caído, queda, en promedio, 57%, 35% y 35% de las unidades del muro en su lugar para A1V1, A1V2 y A1V3, respectivamente. A1V1 con más ‘piedras’ pasantes es la que conserva la mayor cantidad de sus unidades después del colapso, mientras que A1V2 y A1V3 son iguales en cuanto a estos resultados. Para ello, véase la Figura 5.7.

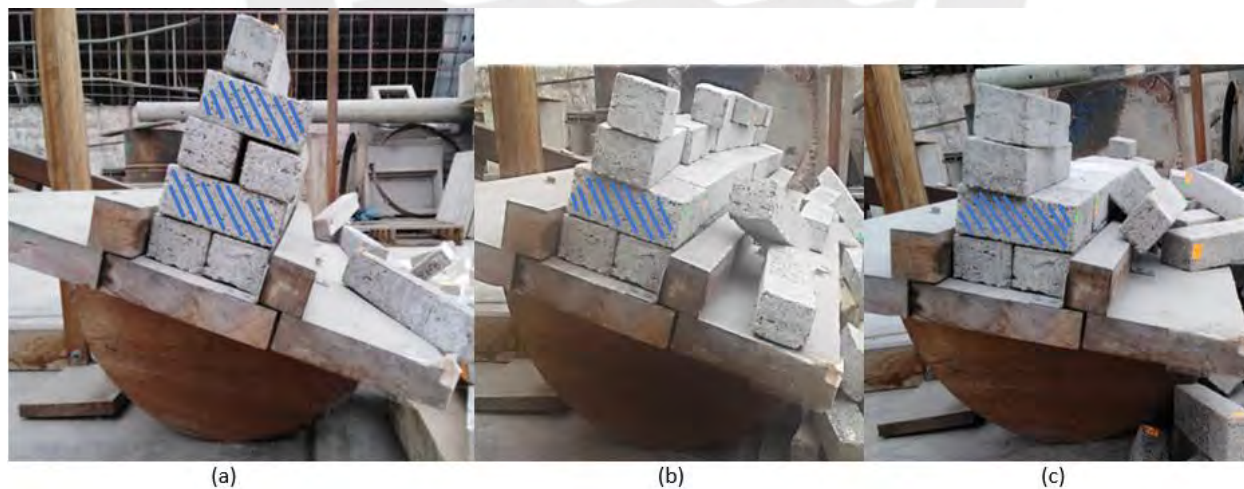


Figura 5.7 Vista de perfil (izquierdo) de (a) A1V1 (P2), (b) A1V2 (P1) y (c) A1V3 (P2) (el achurado azul indica las unidades que son ‘piedras’ pasantes)

Tabla 5.8

Fuerza perpendicular al plano de colapso para el arreglo 1 expresado en porcentaje del peso

Variantes	$\alpha_{c, med}$	$V_{c, med} \%W$	$E (V_{c, med} \%W)$
A1V1	16.8	29.0%	1.9%
A1V2	15.2	26.2%	1.9%
A1V3	14.0	24.2%	1.9%

5.3 Resultados experimentales del arreglo 2

En el arreglo 2, se modifica el traslape. Se realizaron 4 mediciones para los ángulos de 4°, 8°, 12° y 13.5° en cada variante. Estos ángulos representan fuerzas perpendiculares al plano de 7%, 14%, 21% y 23% del peso, respectivamente.

5.3.1 Desplazamientos.

Se recuerda que la variante 1 tiene un traslape de 5 cm o 1/6 de la longitud de una unidad. Las deformaciones del muro (desplazamientos en $h_{m\acute{a}x, te\acute{o}rica} = 0.375m$) con variaci3n del ángulo de rotaci3n se muestran en la Tabla 5.9, en la que se alcanza una máxima dispersi3n de 64%. Aun cuando este valor es grande, las precisiones de las filas más altas son mejores que las inferiores. Por otro lado, la Tabla 5.10 muestra los desplazamientos de todo el muro para el último ángulo medido antes del colapso de la misma variante A2V1. En este caso, se alcanza una dispersi3n máxima de 31%. En cuanto al ángulo α y la altura h , alcanzan una dispersi3n máxima de 4.8% (Tabla 5.9) y 0.3% (Tabla 5.10), respectivamente.

El máximo desplazamiento es 15 mm en la fila 8 a 13.5°. La dispersi3n de estas mediciones para distintas alturas y ángulos alcanza un máximo de 12637%. Esto ocurri3 en el primer ángulo de rotaci3n de 4°.

Tabla 5.9

Deformaciones de A2V1 ($h_{m\acute{a}x, te\acute{o}rica} = 0.375m$)

α_{med}	$\mu(\alpha_{cal})$	$\Omega(\alpha_{cal})$	Desplazamientos (δ_h)			Estadígrafos		
			P1	P2	P3	$\mu(\delta_h)$	$\sigma(\delta_h)$	$\Omega(\delta_h)$
4	4.39	2.7%	1.52E-03	8.98E-04	3.25E-03	1.89E-03	1.22E-03	64%
8	7.65	4.8%	2.60E-03	4.31E-03	5.62E-03	4.18E-03	1.52E-03	36%
12	11.47	3.6%	7.71E-03	6.91E-03	9.11E-03	7.91E-03	1.11E-03	14%
13.5	12.48	1.3%	1.80E-02	1.19E-02	1.47E-02	1.48E-02	3.08E-03	21%

Tabla 5.10

Desplazamientos de los puntos de control de A2V1 para $\alpha_{\text{máx,med}} = 13.5^\circ$

$h_{\text{teórica}}$	$\mu(h_{\text{cal}})$	$\Omega(h_{\text{cal}})$	Desplazamientos (δ_h)			Estadígrafos		
			P1	P2	P3	$\mu(\delta_h)$	$\sigma(\delta_h)$	$\Omega(\delta_h)$
0.075	0.087	0.3%	3.18E-03	3.92E-03	5.72E-03	4.27E-03	1.31E-03	31%
0.175	0.191	0.2%	6.07E-03	5.16E-03	8.89E-03	6.71E-03	1.94E-03	29%
0.275	0.296	0.2%	8.84E-03	9.45E-03	9.28E-03	9.19E-03	3.15E-04	3%
0.375	0.403	0.1%	1.80E-02	1.19E-02	1.47E-02	1.48E-02	3.08E-03	21%

La variante 2 tiene un traslape de 10 cm o 1/3 de la longitud de una unidad. La Tabla 5.11 muestra la evolución de las deformaciones con la variación del ángulo de giro. Se muestra una dispersión máxima de 58%. En comparación con otras filas, está hilera posee la mejor precisión. Asimismo, la Tabla 5.12 muestra los desplazamientos de todo el muro para el último ángulo medido antes del colapso. En este caso, se alcanza una dispersión máxima de 101% que coincide con la existencia de un valor individual (en prueba) negativo. Por otro lado, en cuanto al ángulo α y la altura h , alcanzan una dispersión máxima de 6.3% (Tabla 5.11) y 1.2% (Tabla 5.12), respectivamente.

El máximo desplazamiento es 21 mm (mayor a A2V1 en 40%) en la fila 8 a 13.5° ($\alpha_{\text{máx,med}}$). La dispersión de todas las mediciones alcanza un máximo de 129%. Como en el caso anterior, las desviaciones mayores a 1 coexisten con valores negativos en las pruebas.

Tabla 5.11

Deformaciones de A2V2 ($h_{\text{máx,teórica}} = 0.375\text{m}$)

α_{med}	$\mu(\alpha_{\text{cal}})$	$\Omega(\alpha_{\text{cal}})$	Desplazamientos (δ_h)			Estadígrafos		
			P1	P2	P3	$\mu(\delta_h)$	$\sigma(\delta_h)$	$\Omega(\delta_h)$
4	4.03	6.3%	4.88E-03	6.01E-03	1.44E-03	4.11E-03	2.38E-03	58%
8	7.22	2.0%	6.37E-03	6.62E-03	5.94E-03	6.31E-03	3.46E-04	5%
12	10.90	4.3%	1.54E-02	1.62E-02	1.21E-02	1.46E-02	2.18E-03	15%
13.5	12.26	5.0%	1.77E-02	2.27E-02	2.23E-02	2.09E-02	2.80E-03	13%

Tabla 5.12

Desplazamientos de los puntos de control de A2V2 para $\alpha_{m\acute{a}x,med} = 13.5^\circ$

$h_{te\acute{o}rica}$	$\mu(h_{cal})$	$\Omega(h_{cal})$	Desplazamientos ($\bar{\delta}_h$)			Estadígrafos		
			P1	P2	P3	$\mu(\bar{\delta}_h)$	$\sigma(\bar{\delta}_h)$	$\Omega(\bar{\delta}_h)$
0.075	0.085	1.2%	-3.88E-04	4.32E-03	6.57E-03	3.50E-03	3.55E-03	101%
0.175	0.189	0.5%	3.76E-03	1.12E-02	1.03E-02	8.42E-03	4.06E-03	48%
0.275	0.296	0.2%	8.09E-03	1.33E-02	1.46E-02	1.20E-02	3.44E-03	29%
0.375	0.402	0.4%	1.77E-02	2.27E-02	2.23E-02	2.09E-02	2.80E-03	13%

En el caso de la variante 3, el traslape es nulo (juntas corridas). La Tabla 5.13 muestra las deformaciones a medida que se modifica el ángulo de giro. En este caso, la dispersión máxima es de 56%. Esta fila, en general, tiene la mayor precisión. Por su parte, la Tabla 5.14 muestra los desplazamientos a diferentes alturas para el último ángulo medido antes del colapso de A2V3. Para éste, la dispersión alcanza un valor de hasta 47%. Por otro lado, en cuanto al ángulo α y la altura h , alcanzan una dispersión máxima de 5.8% y 0.4% respectivamente.

El máximo desplazamiento es 21 mm en la fila 8 a 13.5° . La dispersión de estas mediciones para distintas alturas y ángulos alcanza un máximo de 2565% en 4° de giro. A2V2 y A2V3 son similares en sus desplazamientos.

Tabla 5.13

Deformaciones de A2V3 ($h_{m\acute{a}x,te\acute{o}rica} = 0.375m$)

α_{med}	$\mu(\alpha_{cal})$	$\Omega(\alpha_{cal})$	Desplazamientos ($\bar{\delta}_h$)			Estadígrafos		
			P1	P2	P3	$\mu(\bar{\delta}_h)$	$\sigma(\bar{\delta}_h)$	$\Omega(\bar{\delta}_h)$
4	4.50	5.8%	4.27E-03	2.12E-03	1.95E-03	2.78E-03	1.29E-03	46%
8	7.58	5.2%	8.78E-03	5.07E-03	2.69E-03	5.52E-03	3.07E-03	56%
12	11.14	4.5%	1.23E-02	1.41E-02	1.17E-02	1.27E-02	1.27E-03	10%
13.5	12.31	2.3%	2.51E-02	1.68E-02	2.14E-02	2.11E-02	4.16E-03	20%

Tabla 5.14

Desplazamientos de los puntos de control de A2V3 para $\alpha_{m\acute{a}x,med} = 13.5^\circ$

$h_{te\acute{o}rica}$	$\mu(h_{cal})$	$\Omega(h_{cal})$	Desplazamientos ($\bar{\delta}_h$)			Estadígrafos		
			P1	P2	P3	$\mu(\bar{\delta}_h)$	$\sigma(\bar{\delta}_h)$	$\Omega(\bar{\delta}_h)$
0.075	0.085	0.2%	8.48E-03	4.92E-03	1.02E-02	7.86E-03	2.69E-03	34%
0.175	0.191	0.4%	1.83E-02	6.26E-03	1.49E-02	1.32E-02	6.22E-03	47%
0.275	0.298	0.1%	2.55E-02	1.09E-02	1.67E-02	1.77E-02	7.34E-03	41%
0.375	0.404	0.1%	2.51E-02	1.68E-02	2.14E-02	2.11E-02	4.16E-03	20%

La información de las tablas anteriores y texto se muestran, gráficamente, en la Figura 5.8 y la Figura 5.9. También se incluye a A1V3 dado que tiene la misma sección con diferente traslape.

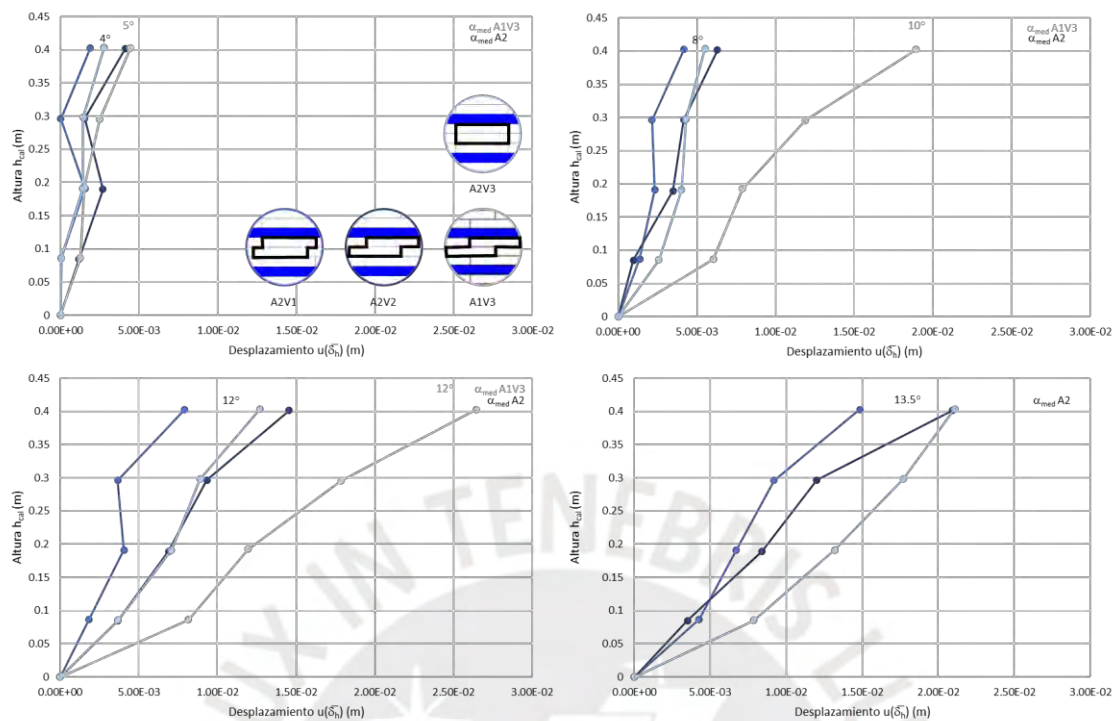


Figura 5.8 Desplazamientos esperados $\mu(\overline{\delta}_h)$ vs altura para A2V1, A2V2, A1V3 y A2V3 según el ángulo

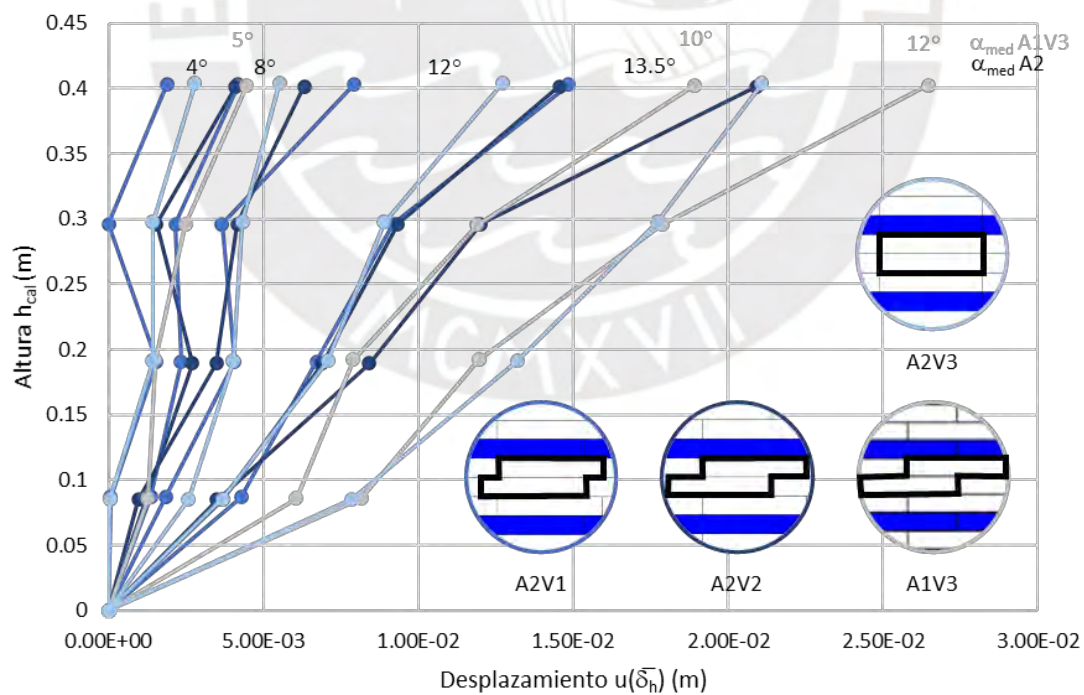


Figura 5.9 Gráfico resumen de desplazamientos esperados $\mu(\overline{\delta}_h)$ según longitud de traslape

Nota: Los colores de las líneas corresponden con el borde de las imágenes de los muros

Dado que en este arreglo el traslape se ubica en el eje longitudinal del muro, también se estudia la influencia en dicho eje mediante el abombamiento horizontal (β). Este abombamiento cuantifica la variación máxima del desplazamiento respecto a la longitud del muro.

Desde la Tabla 5.15 hasta la Tabla 5.22, se muestra el abombamiento horizontal del muro para $h_{teórica}=0.375m$ respecto al ángulo de rotación de la máquina y los desplazamientos del muro para el último ángulo medido antes del colapso para A2V1, A2V2, A2V3 y A1V3, en ese orden. Se incluye también a A1V3 dado que también es útil para el arreglo 2.

Tabla 5.15

Abombamiento horizontal del muro ($h_{máx.teórica}=0.375m$) para A2V1 (traslape 1/6)

α_{med}	P1		P2		P3	
	$\Delta\delta_h$	Abomb β	$\Delta\delta_h$	Abomb β	$\Delta\delta_h$	Abomb β
4	3.03E-03	0.2%	2.33E-03	0.2%	1.03E-03	0.1%
8	2.96E-03	0.2%	2.86E-03	0.2%	3.19E-03	0.2%
12	3.86E-03	0.3%	3.87E-03	0.3%	4.76E-03	0.3%
13.5	-	-	4.78E-03	0.3%	6.38E-03	0.4%

Tabla 5.16

Abombamiento horizontal en los puntos de control, a un ángulo $\alpha_{máx,med}=13.5^\circ$, para A2V1

$h_{teórica}$	P1		P2		P3	
	$\Delta\delta_h$	Abomb β	$\Delta\delta_h$	Abomb β	$\Delta\delta_h$	Abomb β
0.075	6.09E-03	0.4%	5.02E-03	0.3%	6.53E-03	0.4%
0.175	8.95E-03	0.6%	2.00E-03	0.1%	7.75E-03	0.5%
0.275	5.22E-03	0.3%	2.33E-03	0.2%	7.88E-03	0.5%
0.375	-	-	4.78E-03	0.3%	6.38E-03	0.4%

Tabla 5.17

Abombamiento horizontal del muro ($h_{máx.teórica}=0.375m$) para A2V2 (traslape 1/3)

α_{med}	P1		P2		P3	
	$\Delta\delta_h$	Abomb β	$\Delta\delta_h$	Abomb β	$\Delta\delta_h$	Abomb β
4	3.65E-04	0.0%	3.05E-03	0.2%	6.36E-03	0.4%
8	7.29E-03	0.5%	2.39E-03	0.2%	7.79E-03	0.5%
12	1.15E-02	0.8%	3.38E-03	0.2%	5.75E-03	0.4%
13.5	7.26E-03	0.5%	2.45E-03	0.2%	6.91E-03	0.5%

Tabla 5.18

Abombamiento horizontal en los puntos de control, a un ángulo $\alpha_{\text{máx,med}} = 13.5^\circ$, para A2V2

$h_{\text{teórica}}$	P1		P2		P3	
	$\Delta\delta_h$	Abomb β	$\Delta\delta_h$	Abomb β	$\Delta\delta_h$	Abomb β
0.075	5.31E-03	0.4%	2.06E-03	0.1%	2.94E-03	0.2%
0.175	2.21E-03	0.1%	6.48E-03	0.4%	9.24E-03	0.6%
0.275	1.92E-03	0.1%	4.96E-03	0.3%	2.53E-03	0.2%
0.375	7.26E-03	0.5%	2.45E-03	0.2%	6.91E-03	0.5%

Tabla 5.19

Abombamiento horizontal del muro ($h_{\text{máx,teórica}} = 0.375\text{m}$) para A2V3 (traslape nulo)

α_{med}	P1		P2		P3	
	$\Delta\delta_h$	Abomb β	$\Delta\delta_h$	Abomb β	$\Delta\delta_h$	Abomb β
4	3.29E-03	0.2%	3.32E-03	0.2%	4.35E-03	0.3%
8	5.20E-03	0.3%	1.29E-03	0.1%	7.01E-03	0.5%
12	1.21E-02	0.8%	3.27E-03	0.2%	4.48E-03	0.3%
13.5	4.06E-03	0.3%	7.57E-03	0.5%	8.61E-03	0.6%

Tabla 5.20

Abombamiento horizontal en los puntos de control, a un ángulo $\alpha_{\text{máx,med}} = 13.5^\circ$, para A2V3

$h_{\text{teórica}}$	P1		P2		P3	
	$\Delta\delta_h$	Abomb β	$\Delta\delta_h$	Abomb β	$\Delta\delta_h$	Abomb β
0.075	4.81E-03	0.3%	2.66E-03	0.2%	4.21E-03	0.3%
0.175	9.61E-03	0.6%	1.26E-03	0.1%	1.25E-03	0.1%
0.275	2.02E-02	1.3%	2.34E-03	0.2%	6.68E-03	0.4%
0.375	4.06E-03	0.3%	7.57E-03	0.5%	8.61E-03	0.6%

Tabla 5.21

Abombamiento horizontal del muro ($h_{\text{máx,teórica}} = 0.375\text{m}$) para A1V3 (traslape 1/2)

α_{med}	P1		P2		P3	
	$\Delta\delta_h$	Abomb β	$\Delta\delta_h$	Abomb β	$\Delta\delta_h$	Abomb β
5	2.11E-03	0.1%	3.91E-03	0.3%	1.99E-03	0.1%
10	1.31E-02	0.9%	1.25E-02	0.8%	1.46E-02	1.0%
12	1.48E-02	1.0%	1.44E-02	1.0%	1.42E-02	0.9%

Tabla 5.22

Abombamiento horizontal en los puntos de control, a un ángulo $\alpha_{\max,med} = 12^\circ$, para A1V3

$h_{teórica}$	P1		P2		P3	
	$\Delta\delta_h$	Abomb β	$\Delta\delta_h$	Abomb β	$\Delta\delta_h$	Abomb β
0.075	7.86E-03	0.5%	8.27E-03	0.6%	6.41E-03	0.4%
0.175	4.20E-03	0.3%	5.55E-03	0.4%	1.74E-03	0.1%
0.275	6.95E-03	0.5%	3.09E-03	0.2%	8.05E-03	0.5%
0.375	1.48E-02	1.0%	1.44E-02	1.0%	1.42E-02	0.9%

Según las tablas, las máximas diferencias de desplazamientos en una misma hilera ($\Delta\delta_h$) son: 9 mm (A2V1: traslape 1/6), 12 mm (A2V2: traslape 1/3), 15 mm (A1V3: traslape 1/2) y 20 mm (A2V3: traslape nulo). De forma gráfica, en la Figura 5.10 se muestra el abombamiento según el ángulo de giro para la hilera más alta. En general $A2V1 < A2V2 < A1V3$ en cuanto a abombamiento. Además, se muestra que cerca al colapso, un muro con traslape simétrico puede abombarse horizontalmente entre 3 a 3.8 veces al del traslape de un sexto de unidad.

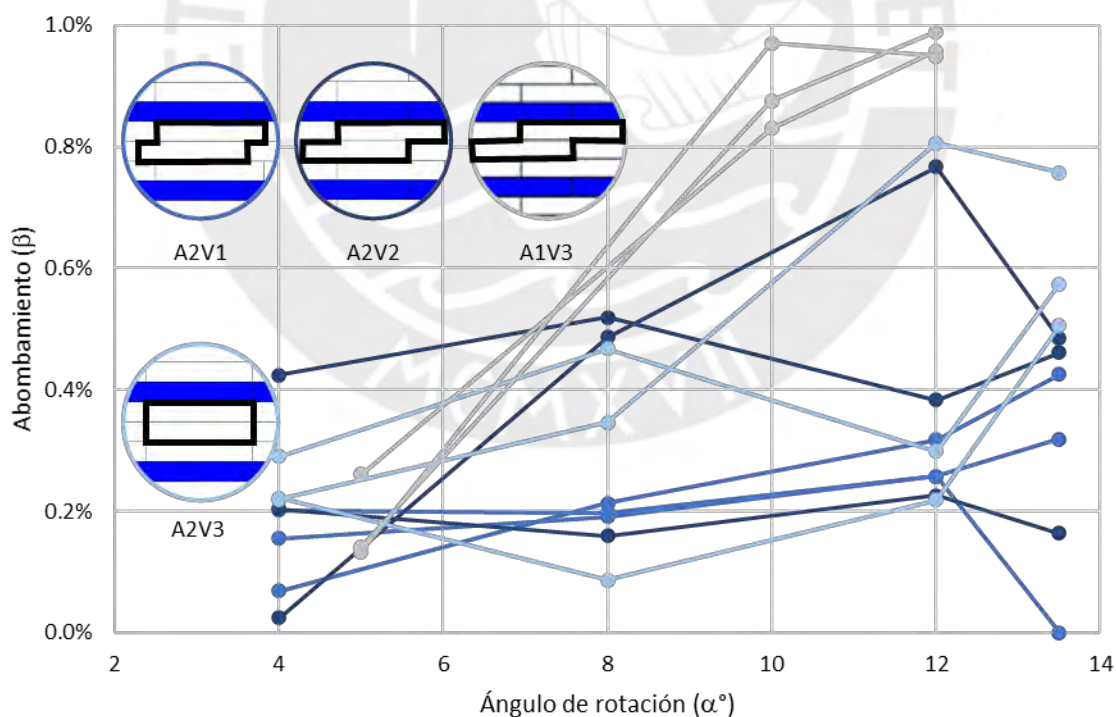


Figura 5.10 *Abombamiento horizontal para $h_{\max} = 0.375$ m de A2V1, A2V2, A2V3 y A1V3*

5.3.2 Curvas de capacidad.

Para las deformaciones del muro hasta la fluencia, se observa que A2V1 tiene mayor rigidez que A2V2 y A1V3. Estos últimos son un poco más semejantes. Esto puede verse, gráficamente, en la Figura 5.11. Los datos numéricos se muestran en la Tabla 5.23. Para A2V1, la rigidez es de 41 W (6.44 ton/m); para A2V2, 17 W (2.71 ton/m); y para A2V3, 28 W (4.48 ton/m).

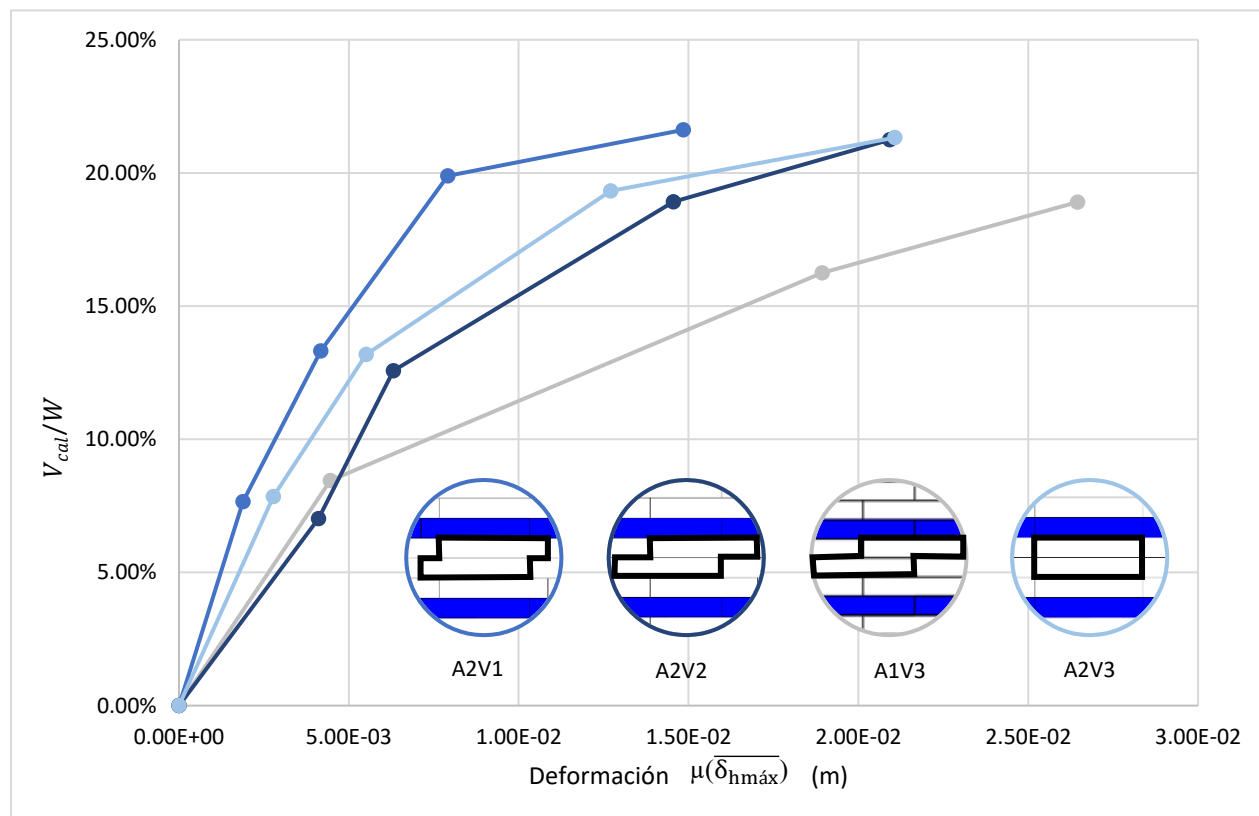


Figura 5.11 Curvas de capacidad para las variantes del arreglo 2: $\mu(\overline{\delta_{h=hm\acute{a}x}})$ vs V_{cal}/W

Tabla 5.23

Valores de la curva de capacidad: deformación para $\overline{\delta_{hm\acute{a}x}}$ -fuerza para las variantes del arreglo 2

Variante	$\alpha_{med}(\text{°})$	$\alpha_{cal}(\text{°})$	V_{cal} (Ton)	V_{cal} (%W)	$\mu(\overline{\delta_{hm\acute{a}x}})$	ψ
A2V1	4	4.39	0.012	8%	1.89E-03	0.50%
	8	7.65	0.021	13%	4.18E-03	1.11%
	12	11.47	0.032	20%	7.91E-03	2.11%
	13.5	12.48	0.034	22%	1.48E-02	3.96%

Variante	$\alpha_{med}(\circ)$	$\alpha_{cal}(\circ)$	V_{cal} (Ton)	V_{cal} (%W)	$\mu(\delta_{hmax})$	ψ
A2V2	4	4.03	0.011	7%	4.11E-03	1.10%
	8	7.22	0.020	13%	6.31E-03	1.68%
	12	10.90	0.030	19%	1.46E-02	3.88%
	13.5	12.26	0.034	21%	2.09E-02	5.58%
A2V3	4	4.50	0.012	8%	2.78E-03	0.74%
	8	7.58	0.021	13%	5.52E-03	1.47%
	12	11.15	0.031	19%	1.27E-02	3.39%
	13.5	12.31	0.034	21%	2.11E-02	5.62%

Tanto en la Figura 5.9 y la Figura 5.11 se muestra que A2V3 tiene un comportamiento inusual, dado que sus deformaciones están entre A2V1 y A2V2. De igual forma sucede con la rigidez.

5.3.3 Estado de colapso.

La resistencia de cada variante se muestra en la Tabla 5.24.

Tabla 5.24

Fuerza perpendicular al plano de colapso para el arreglo 2 expresado en porcentaje del peso

Variantes	$\alpha_{c, med}$	$V_{c, med}$ %W	E ($V_{c, med}$ %W)
A2V1	14.5	25.0%	1.9%
A2V2	15.2	26.2%	1.9%
A2V3	14.5	25%	1.9%

La forma en la que colapsan los muros es por volteo para A2V1 y A2V2 como muestra la Figura 5.12. Además de ello, se desarrolla una falla escalona en algunas pruebas como se muestra en la Figura 5.13 y la Figura 5.14. No se muestran todas las pruebas, pero a diferencia de otras, la variante 2 tiene una mayor variabilidad entre sus pruebas y presenta colapso progresivo. En el caso de A2V3, el muro falló por el volteo de bloques superiores (*block toppling*) y colapso progresivo como se muestra en la Figura 5.15.

En todos los casos del arreglo 2, se observa que las esquinas son las zonas que pierden más unidades. Una vez que el muro ha caído, queda, en promedio, 42% de las unidades del muro en su lugar para A2V1 y A2V2. Y, en cuanto a A2V3, 93% de las unidades, aproximadamente, quedan en el muro.

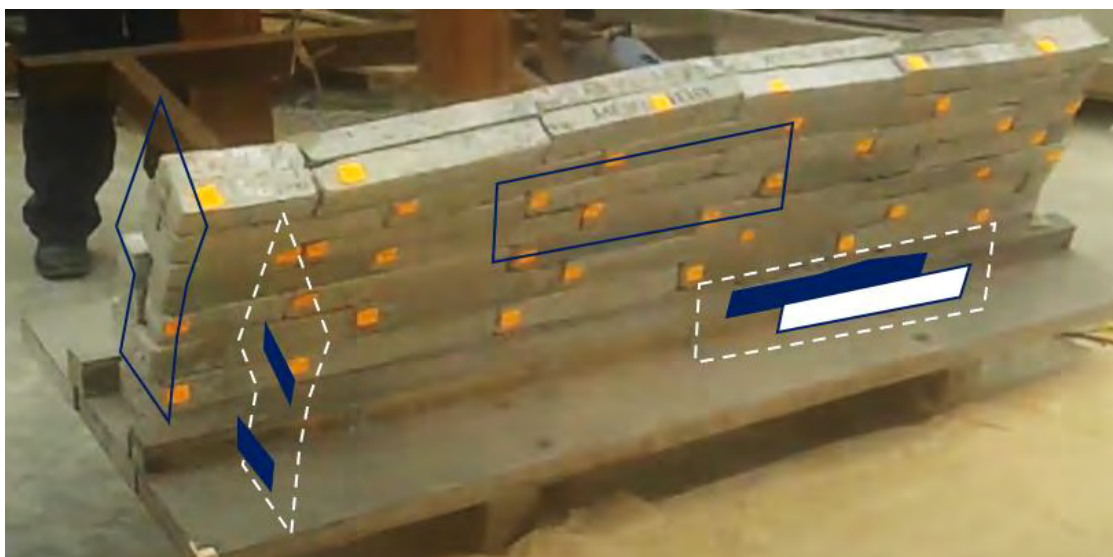


Figura 5.12 Forma de falla para el arreglo 2. En este caso se ha tomado la prueba 2 de A2V2 (los bloques azules son las 'piedras pasantes')



Figura 5.13 Vista frontal de A2V1 (P1) (la línea azul delinea el borde del muro después del colapso)



Figura 5.14 Vista frontal de A2V2 (P1) (la línea azul delinea el borde del muro después del colapso)



Figura 5.15 Vista frontal de A2V3 (P1)

5.4 Resultados experimentales del arreglo 3

En el arreglo 3 se varía la inclinación de las hileras. Se realizaron mediciones para 3 ángulos (4° , 8° y 12°) para todas las variantes. Estos ángulos representan fuerzas perpendiculares al plano de 7%, 14% y 21% del peso, respectivamente. A diferencia de los otros arreglos, la inclinación señalada genera menor área de contacto entre las unidades de hileras consecutivas.

5.4.1 Desplazamientos.

Las deformaciones variando el ángulo de giro (desplazamiento en $h_{\text{máx,teórica}}=0.389\text{m}$ de la variante 1) se muestran en la Tabla 5.25. Esta variante tiene una inclinación de 6.2° y tiene 4/8 hileras de ‘piedras’ pasantes. El máximo desplazamiento $\mu(\overline{\delta_h})$ es 14 mm en la fila 8 a 12° y esta medición resulta ser la de menor dispersión (19%). La tendencia indica que, a mayor altura, mayor precisión. Asimismo, la Tabla 5.26 muestra los desplazamientos a diferentes alturas para el último ángulo medido antes del colapso. Por otro lado, en cuanto al ángulo α y la altura h , alcanzan una dispersión máxima de 2% y 0.7%, respectivamente.

Tabla 5.25*Deformaciones de A3V1 ($h_{m\acute{a}x,te\acute{o}rica}=0.389m$)*

α_{med}	$\mu(\alpha_{cal})$	$\Omega(\alpha_{cal})$	Desplazamientos ($\overline{\delta_h}$)			Estadígrafos		
			P1	P2	P3	$\mu(\overline{\delta_h})$	$\sigma(\overline{\delta_h})$	$\Omega(\overline{\delta_h})$
4	4.49	1.3%	2.21E-05	-9.26E-04	-7.08E-05	-3.25E-04	5.23E-04	-161%
8	7.72	2.3%	3.39E-03	3.52E-03	8.24E-03	5.05E-03	2.76E-03	55%
12	11.09	1.4%	1.39E-02	1.10E-02	1.61E-02	1.37E-02	2.53E-03	19%

Tabla 5.26*Desplazamientos de los puntos de control de A3V1 para $\alpha_{m\acute{a}x,med}=12^\circ$*

$h_{te\acute{o}rica}$	$\mu(h_{cal})$	$\Omega(h_{cal})$	Desplazamientos ($\overline{\delta_h}$)			Estadígrafos		
			P1	P2	P3	$\mu(\overline{\delta_h})$	$\sigma(\overline{\delta_h})$	$\Omega(\overline{\delta_h})$
0.075	0.105	0.7%	4.50E-03	1.12E-03	4.09E-03	3.23E-03	1.84E-03	57%
0.175	0.208	0.3%	5.46E-03	4.13E-03	8.05E-03	5.88E-03	1.99E-03	34%
0.275	0.314	0.2%	9.85E-03	5.56E-03	1.22E-02	9.21E-03	3.38E-03	37%
0.389	0.422	0.1%	1.39E-02	1.10E-02	1.61E-02	1.37E-02	2.53E-03	19%

La variante 2 tiene una pendiente de 10.3° y también tiene 4/8 hileras de ‘piedras’ pasantes. A continuación, se muestran los valores numéricos y estadísticos asociados a los desplazamientos en la Tabla 5.27 y la Tabla 5.28. La primera, muestra el cambio en las deformaciones con la variación del ángulo de giro (para $h_{m\acute{a}x,te\acute{o}rica}=0.399m$) con una dispersión máxima de 23%. La segunda, muestra los desplazamientos esperados en toda la altura para el ángulo máximo medido con un coeficiente de variación máximo de 10%. Por otro lado, en cuanto al ángulo α y la altura h , alcanzan una dispersión máxima de 3% y 0.4%, respectivamente.

El máximo desplazamiento es 25 mm (79% más que A3V1) en la fila 8 a 12° . La limitación de esta variante es que solo cuenta con 2 pruebas. La dispersión de estas mediciones para distintas alturas y ángulos alcanza un máximo de 89%.

Tabla 5.27*Deformaciones de A3V2 ($h_{m\acute{a}x,te\acute{o}rica}=0.399m$)*

α_{med}	$\mu(\alpha_{cal})$	$\Omega(\alpha_{cal})$	Desplazamientos ($\overline{\delta_h}$)			Estadígrafos		
			P1	P2	P3	$\mu(\overline{\delta_h})$	$\sigma(\overline{\delta_h})$	$\Omega(\overline{\delta_h})$
4	4.19	0.3%	6.02E-03	4.35E-03		5.18E-03	1.18E-03	23%
8	7.76	3.4%	1.27E-02	1.29E-02	No ejecutado	1.28E-02	8.76E-05	1%
12	10.96	2.5%	2.34E-02	2.71E-02		2.52E-02	2.60E-03	10%

Tabla 5.28

Desplazamientos de los puntos de control de A3V2 para $\alpha_{\text{máx,med}} = 12^\circ$

$h_{\text{teórica}}$	$\mu(h_{\text{cal}})$	$\Omega(h_{\text{cal}})$	Desplazamientos ($\overline{\delta_h}$)			Estadísticos		
			P1	P2	P3	$\mu(\overline{\delta_h})$	$\sigma(\overline{\delta_h})$	$\Omega(\overline{\delta_h})$
0.075	0.115	0.1%	9.69E-03	1.01E-02		9.89E-03	2.76E-04	3%
0.175	0.220	0.4%	1.22E-02	1.36E-02	No	1.29E-02	9.72E-04	8%
0.275	0.325	0.3%	1.68E-02	1.87E-02	ejecutado	1.78E-02	1.36E-03	8%
0.399	0.433	0.2%	2.34E-02	2.71E-02		2.52E-02	2.60E-03	10%

De forma gráfica, los desplazamientos esperados $\mu(\overline{\delta_h})$ se muestran en la Figura 5.16 y la Figura 5.17. La dispersión de estas mediciones para distintas alturas y ángulos alcanza un máximo de 339%. Se observa que existen desplazamientos negativos, es decir que el movimiento va en contra del sentido del desplazamiento, para A3V1 a 4° . Asimismo, para un mismo ángulo de giro, A3V1 se deforma menos que A3V2. En la figura también se ha incluido a A1V1 dado que tiene la misma sección con una inclinación de 0° .

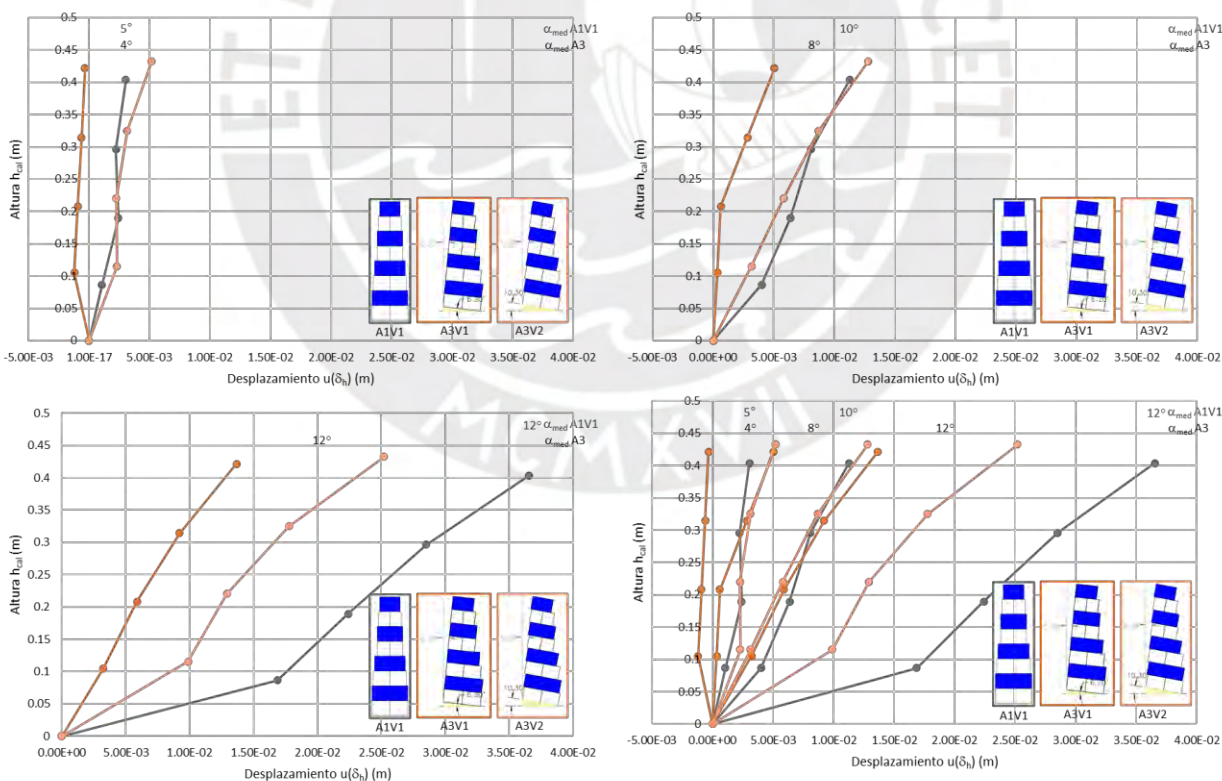


Figura 5.16 Desplazamientos esperados $\mu(\overline{\delta_h})$ vs altura para A3V1, A3V2 y A1V1 según el ángulo

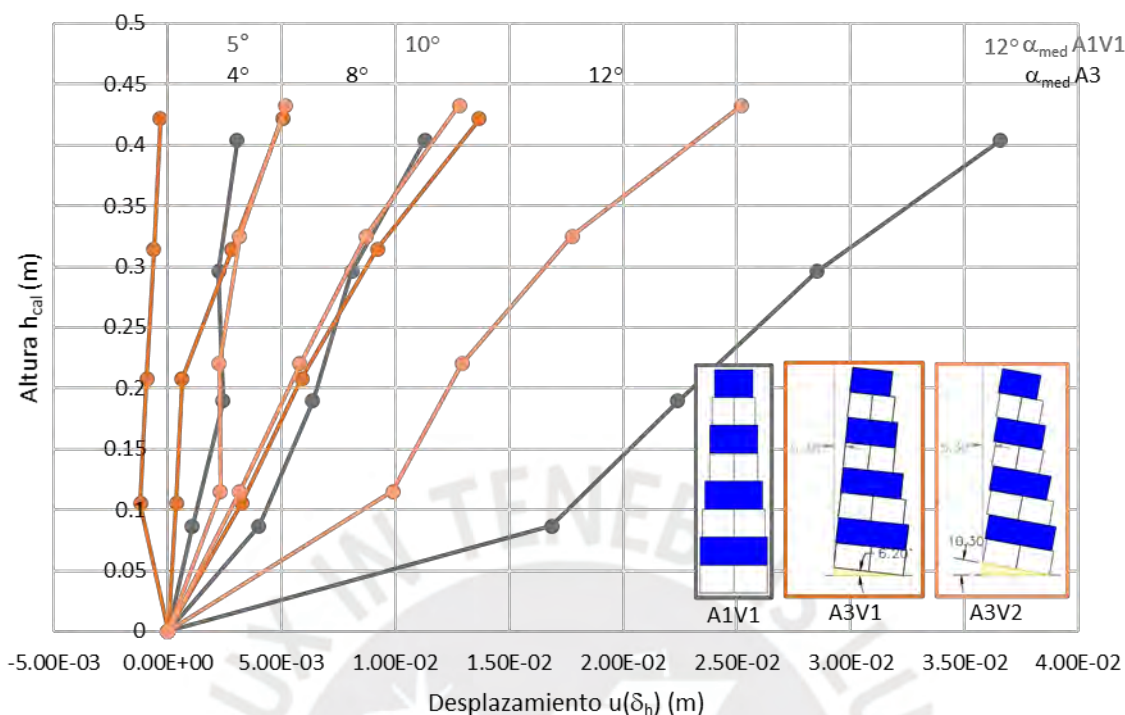


Figura 5.17 Gráfico resumen de desplazamientos esperados $\mu(\bar{\delta}_h)$ según la inclinación de las hileras

Nota: Los colores de las líneas corresponden con el borde de las imágenes de los muros

5.4.2 Curvas de capacidad.

Para las deformaciones del muro hasta la ‘fluencia’, los valores de las rigideces son como siguen: $A3V1 > A3V2$ (ver Figura 5.18). En esta figura también se ha incluido el arreglo A1V1 por considerarse otra variante. Como se observa, solo con esta información no hay una vinculación clara entre la inclinación y la rigidez. Para A3V1, la rigidez inicial es negativa y para A3V2 es 14 W (ton/m). Los datos numéricos exactos se muestran en la Tabla 5.29.

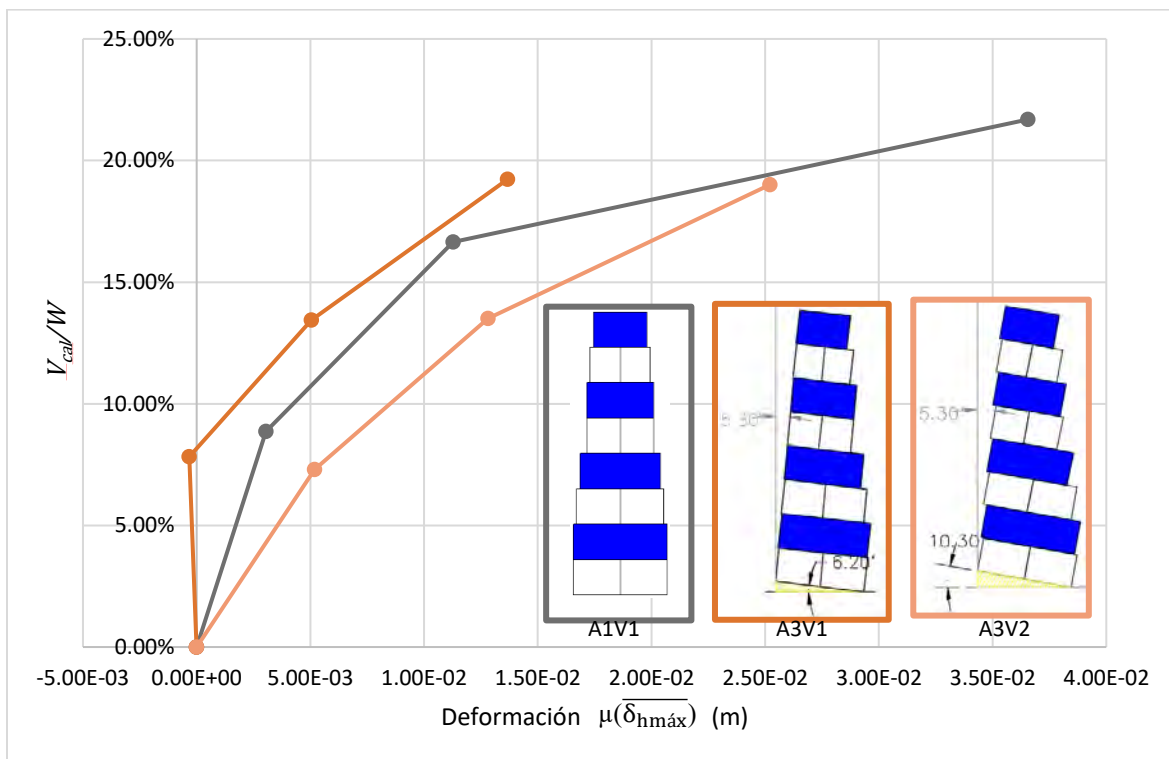


Figura 5.18 Curvas de capacidad para las variantes del arreglo 3: $\mu(\overline{\delta_{h=\text{max}}})$ vs V_{cal}/W

Tabla 5.29

Valores de la curva de capacidad: deformación para $\overline{\delta_{h=\text{max}}}$ - fuerza para las variantes del arreglo 3

Variante	$\alpha_{\text{med}}(^{\circ})$	$\alpha_{\text{cal}}(^{\circ})$	V_{cal} (Ton)	V_{cal} (%W)	$\mu(\overline{\delta_{h=\text{max}}})$	ψ
A3V1	4	4.49	0.012	8%	-3.25E-04	-0.09%
	8	7.72	0.021	13%	5.05E-03	1.35%
	12	11.09	0.031	19%	1.37E-02	3.65%
A3V2	4	4.19	0.012	7%	5.18E-03	1.38%
	8	7.76	0.021	14%	1.28E-02	3.42%
	12	10.96	0.030	19%	2.52E-02	6.72%

5.4.3 Estado de colapso.

La forma en la que colapsan los muros es por volteo como se muestra en la Figura 5.19 y la Figura 5.20. Una vez que el muro ha caído, queda, en promedio, 30% de las unidades del muro en su lugar para A3V1 y 31% para A3V2. Para ello, véase la Figura 5.21 y la Figura 5.22. Asimismo, las

flechas de las figuras indican que se ha generado un movimiento más visible en la mesa inclinable en el colapso.



Figura 5.19 Forma de falla para A3V1 (los bloques azules son las 'piedras' pasantes y la cuña anaranjada muestra la pendiente de la base de 6.2°)



Figura 5.20 Forma de falla para A3V2 (los bloques azules son las 'piedras' pasantes y la cuña anaranjada muestra la pendiente de la base de 10.3°)



Figura 5.21 Vista frontal de A3V1 (P3) (las flechas en rojo indican el movimiento de la mesa generada por la caída)



Figura 5.22 Vista frontal de A3V2 (P1) (las flechas en rojo indican el movimiento de la mesa generada por la caída)

Según la Tabla 5.30, la variante con mayor resistencia es la 1.

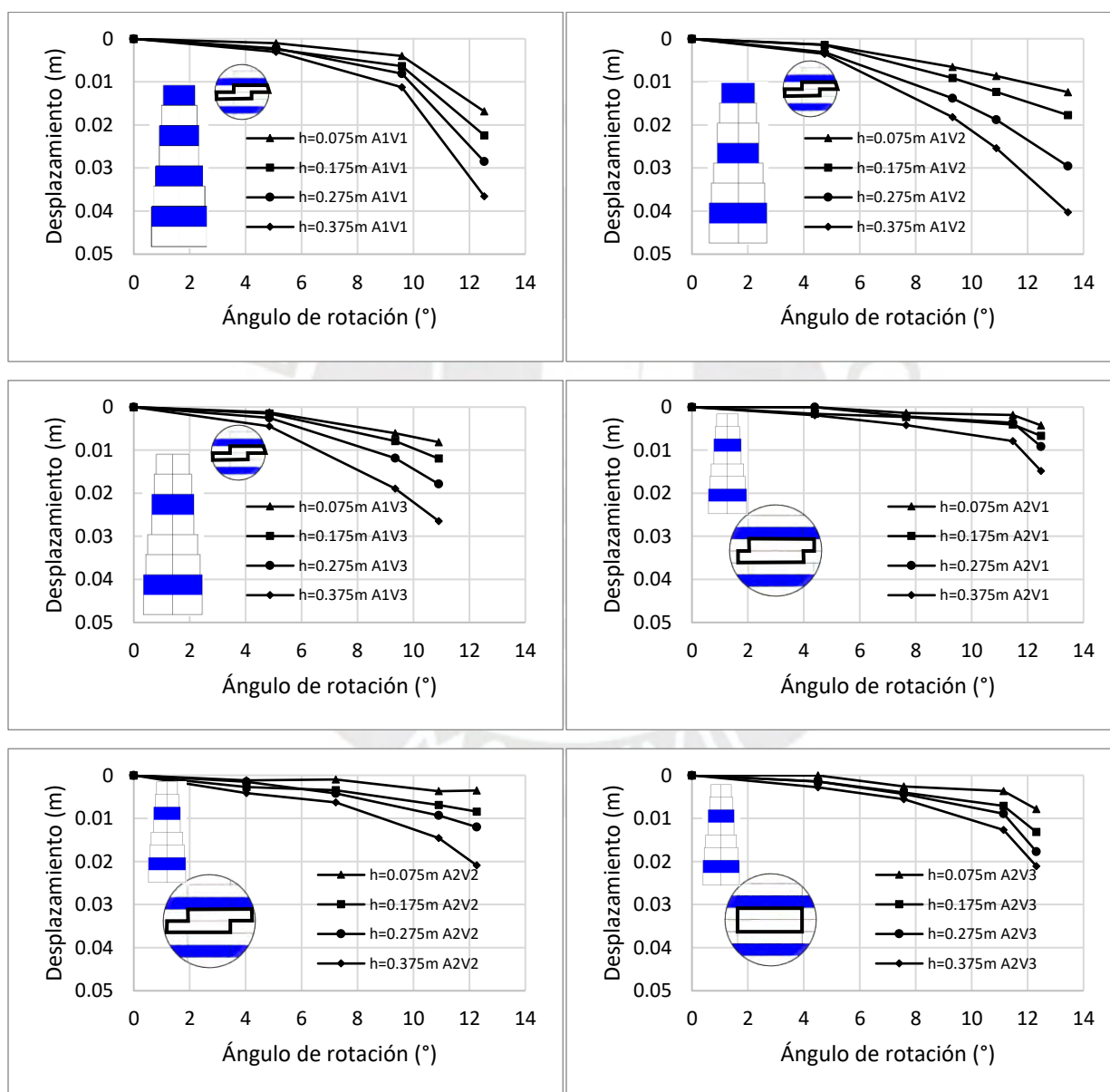
Tabla 5.30

Fuerza perpendicular al plano de colapso para el arreglo 3 expresado en porcentaje del peso

Variantes	$\alpha_{c, med}$	$V_{c, med} \%W$	$E (V_{c, med} \%W)$
A3V1	14.3	24.8%	1.9%
A3V2	12.5	21.6%	1.9%

5.5 Representación alternativa de los resultados

En esta otra imagen se observa que los muros que se deformaron más y tuvieron mayor resistencia lateral fueron aquellos con traslape simétrico y sin inclinación de sus hileras. Asimismo, los muros con inclinación y traslape irregular muestran cruces en sus gráficas, lo que significa que el desplazamiento no siempre es creciente con la altura.



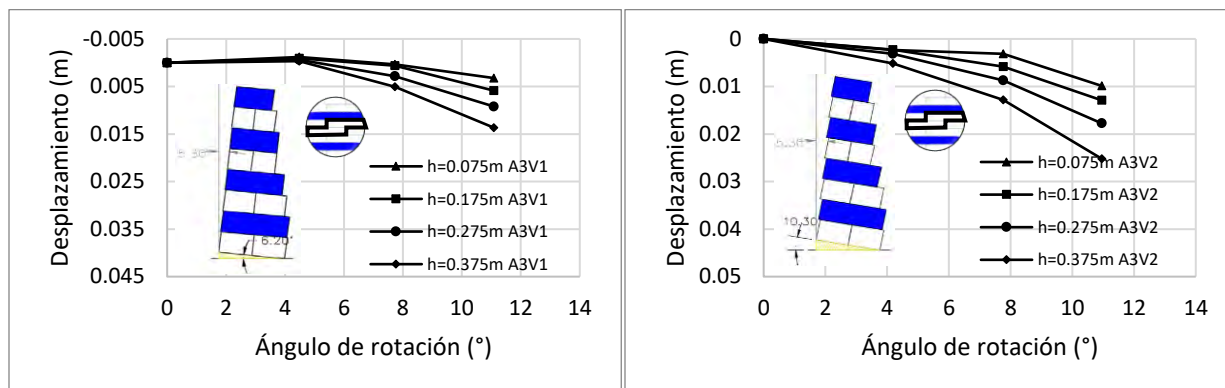


Figura 5.23 Gráfica alternativa ángulo de rotación vs desplazamientos para todas las variantes

5.6 Cálculo del factor de seguridad

Para corroborar el tipo de falla, se calcula el factor de seguridad. La Tabla 5.31 muestra la geometría de la sección de falla para el cálculo del factor de seguridad por volteo, los ángulos de colapso observados en el ensayo ($\alpha_{c,med}$) y los teóricos (α_c teórico con FS=1), la determinación del tipo de falla y se añade la sección de falla vista en los ensayos. En la Figura 5.24 se muestra un esquema del muro.

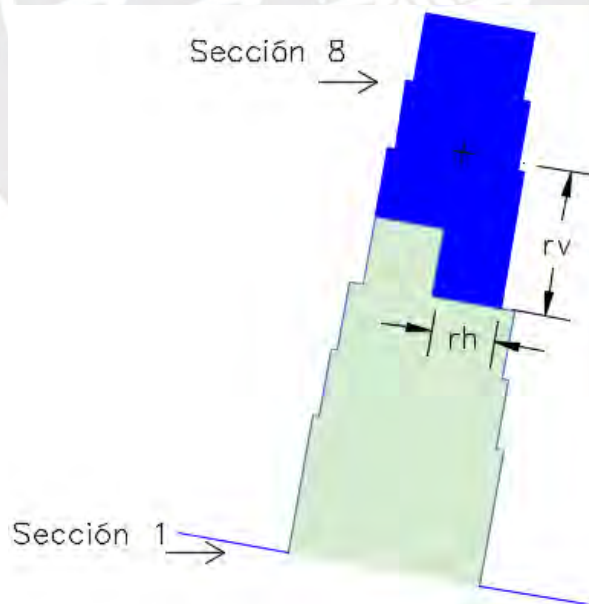


Figura 5.24 Esquema de la porción superior que falla

Tabla 5.31*Factores de seguridad y ángulos de colapso*

Arreglo	rh	rv	$\alpha_{c,med}$	α_c teórico	$\Delta\alpha/\alpha_c$ teórico	FS volteo	FS deslizamiento	Tipo de falla	Sección de falla observada
A1V1	0.046	0.106	16.8	23.5	28%	1.43	2.05	Volteo	5
A1V2	0.057	0.158	15.2	19.8	23%	1.33	2.29	Volteo	3
A1V3	0.053	0.162	14.0	18.1	23%	1.31	2.49	Volteo	3
A2V1	0.053	0.162	14.5	18.1	20%	1.27	2.40	Volteo	3
A2V2	0.053	0.162	15.2	18.1	16%	1.21	2.29	Volteo	3
A2V3	0.045	0.049	14.5	31.8	54%	3.55	2.40	Deslizamiento	7
A3V1	0.047	0.149	14.3	17.5	18%	1.23	1.66	Volteo	3
A3V2	0.036	0.149	12.5	13.6	8%	1.09	1.47	Volteo	3

A continuación, se muestra un ejemplo de cálculo del factor de seguridad para A1V1.

$$V = W' * \text{Cos}(\alpha_{c,med})$$

$$V = W' * \text{Cos}(16.8^\circ)$$

$$H = W' * \text{Sen}(\alpha_{c,med})$$

$$H = W' * \text{Sen}(16.8^\circ)$$

$$M_R = V * rh$$

$$M_R = W' * \text{Cos}(16.8^\circ) * 0.046\text{m}$$

$$M_F = H * rv$$

$$M_F = W' * \text{Sen}(16.8^\circ) * 0.106\text{m}$$

$$FS_{(volteo)} = \frac{\sum M_R}{\sum M_F}$$

$$FS_{(volteo)} = \frac{W' * \text{Cos}(16.8^\circ) * 0.046\text{m}}{W' * \text{Sen}(16.8^\circ) * 0.106\text{m}} = 1.43$$

$$F_R = V * \text{Tan}(\varphi_M)$$

$$F_R = W' * \text{Cos}(16.8^\circ) * \text{Tan}(31.8^\circ)$$

$$F_F = H$$

$$F_F = W' * \text{Sen}(16.8^\circ)$$

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{\sum F_R}{\sum F_F}$$

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{W' * \text{Cos}(16.8^\circ) * \text{Tan}(31.8^\circ)}{W' * \text{Sen}(16.8^\circ)} = 2.05$$

5.7 De arreglos a variables

Los arreglos y variantes anteriormente mostrados han sido agrupados en variables independientes y dependientes como muestra la Tabla 5.32 y la Tabla 5.33. Se busca introducir estos términos para establecer correlaciones posteriormente.

Tabla 5.32

Cuantificación de las variables independientes según el arreglo y variante

Arreglo	Variante	VARIABLES INDEPENDIENTES		
		n_p (filas)	e (cm)	i (°)
A1	V1	1	15	0
	V2	2	15	0
	V3	3	15	0
A2	V1	3	5	0
	V2	3	10	0
	V3	3	0	0
A3	V1	1	15	6.2
	V2	1	15	10.3

Tabla 5.33

Cuantificación de las variables dependientes según el arreglo y variante y descripción de falla

A	V	VARIABLES DEPENDIENTES				
		$\mu(\overline{\delta_{hmax}})$ $\alpha_{m\acute{a}x}$ (m)	$\alpha_{m\acute{a}x, cal}$ (°)	K (Tonf/m)	%f (%)	$V_{c, med}$ (Tonf)
A1	V1	3.65E-02	12.53	4.62	57%	29.0%
	V2	4.03E-02	13.44	3.69	35%	26.2%
	V3	2.65E-02	10.90	3.01	35%	24.2%
A2	V1	1.50E-02	12.48	6.44	42%	25.0%
	V2	2.06E-02	12.26	2.71	42%	26.2%
	V3	2.09E-02	12.31	4.48	93%	25.0%
A3	V1	1.37E-02	11.09	-38.20	30%	24.8%
	V2	2.52E-02	10.96	2.24	31%	21.6%

5.8 Correlación entre variables

La Figura 5.25, la Figura 5.26, la Figura 5.27, la Figura 5.28, la Figura 5.29, la Figura 5.30, la Figura 5.31, la Figura 5.32, la Figura 5.33, la Figura 5.34, la Figura 5.35, y la Figura 5.36 muestran la relación entre las variables independientes de número de filas entre pasantes consecutivas, traslape horizontal, e inclinación de la base (n_p , e y i) y las dependientes como valor

esperado de la deformación del muro, rigidez inicial, porcentaje de filas del muro que se mantiene en su lugar luego del colapso, y resistencia al colapso corregida ($\mu(\overline{\delta_{h=hmax}})$ K, %f y V_c cal corregido). La relación es establecida mediante una recta de regresión en la que se determina el tipo de asociación, se calcula el coeficiente de determinación (R^2) y se obtiene la pendiente. Para comparar el grado de influencia de las variables independientes, se establece la unidad base en cada caso. Para n_p es 1 fila, para e es 1 cm y para i es 1° . El nivel de ajuste al modelo lineal se determina con R^2 según la escala de la Tabla 5.34 basada en los niveles de correlación de Sampierini (2014). Asimismo, se considera que una variable tiene una buena predictibilidad respecto a la otra cuando R^2 es superior a 0.66 según lo señalado por Creswell (2005) (como se citó en Sampierini, 2014).

Tabla 5.34

Nivel de asociación lineal entre la variable independiente y la dependiente. Límites de R^2 según nivel

Nivel	R^2
Débil	0.06
Media	0.25
Considerable	0.56
Muy fuerte	1

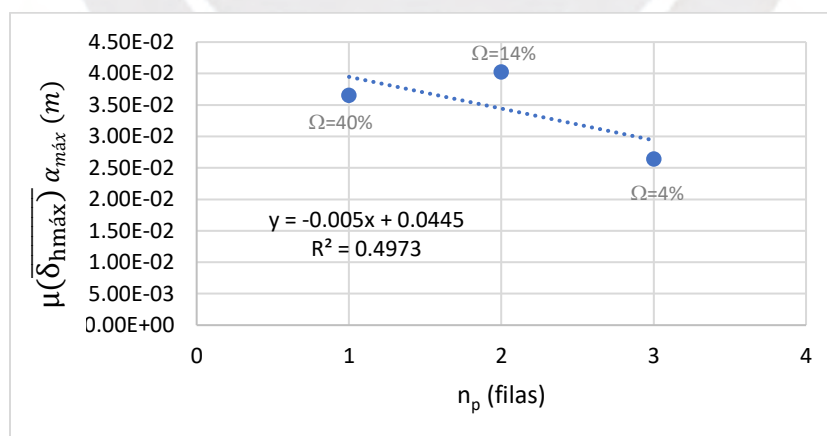


Figura 5.25 Recta de regresión lineal que vincula el valor esperado de la deformación del muro para el máximo ángulo de rotación medido y el número de filas entre dos pasantes consecutivas

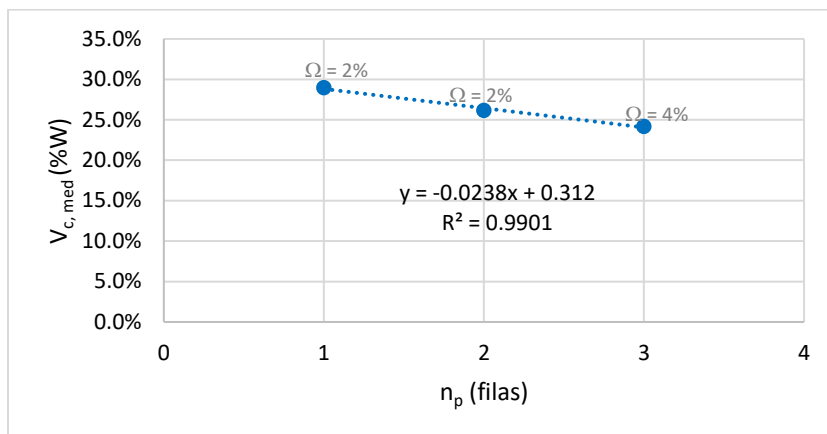


Figura 5.26 Recta de regresión lineal que vincula la resistencia durante el colapso y el número de filas entre dos pasantes consecutivos verticales

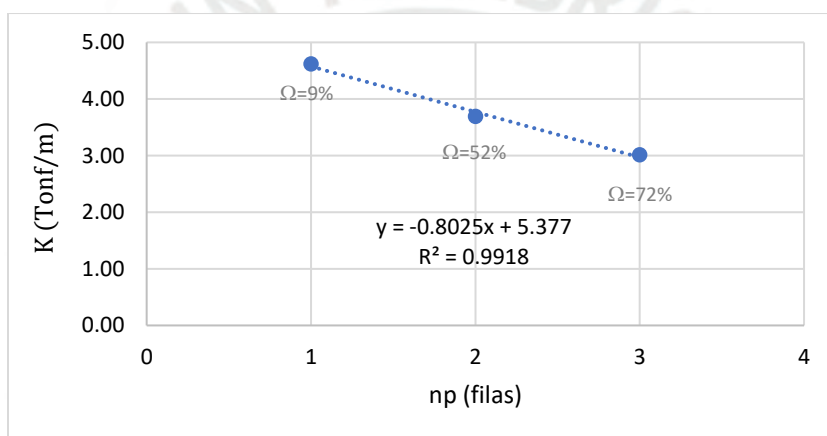


Figura 5.27 Recta de regresión lineal que vincula la rigidez inicial y el número de filas entre dos pasantes consecutivos verticales

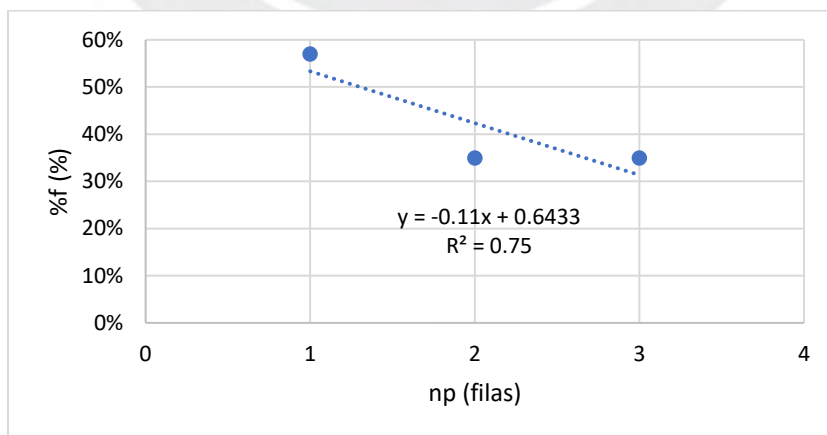


Figura 5.28 Recta de regresión lineal que vincula el porcentaje de filas que se mantienen en el muro después del colapso y el número de filas entre dos pasantes consecutivos verticales

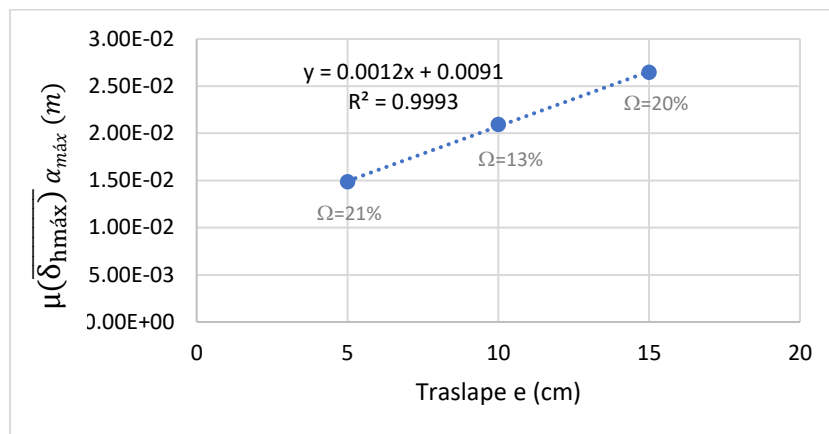


Figura 5.29 Recta de regresión lineal que vincula el valor esperado de la deformación del muro para el máximo ángulo de rotación medido y el traslape entre dos filas consecutivas

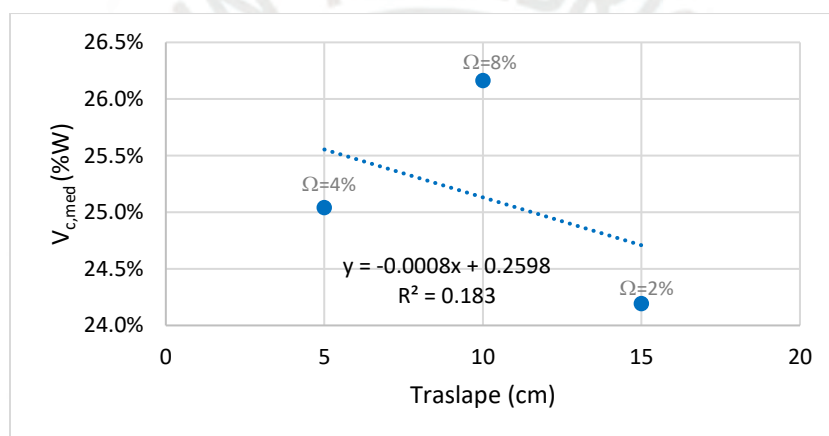


Figura 5.30 Recta de regresión lineal que vincula la resistencia durante el colapso y el traslape entre dos filas consecutivas

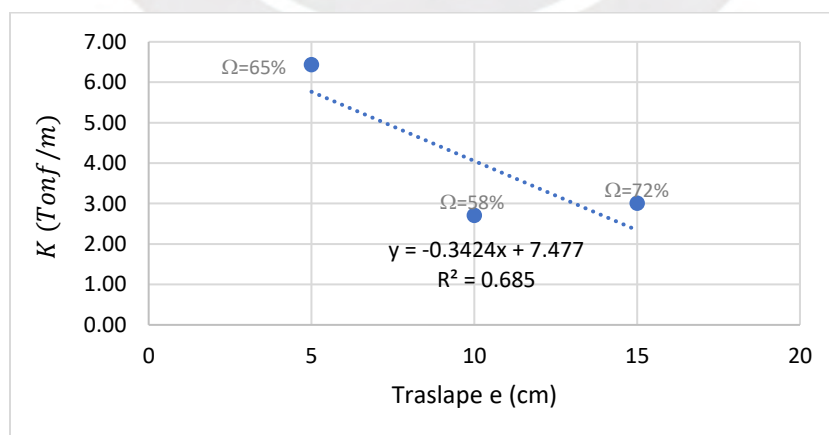


Figura 5.31 Recta de regresión lineal que vincula la rigidez inicial y el traslape entre dos filas consecutivas

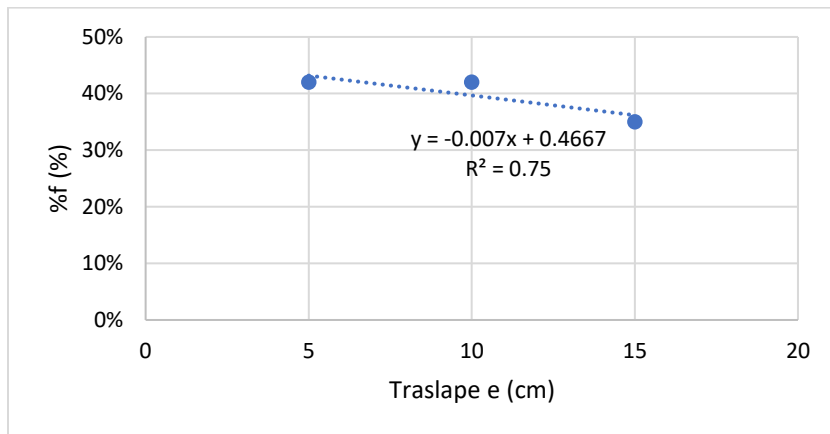


Figura 5.32 Recta de regresión lineal que vincula el porcentaje de filas que se mantienen en el muro después del colapso y el traslape entre dos filas consecutivas

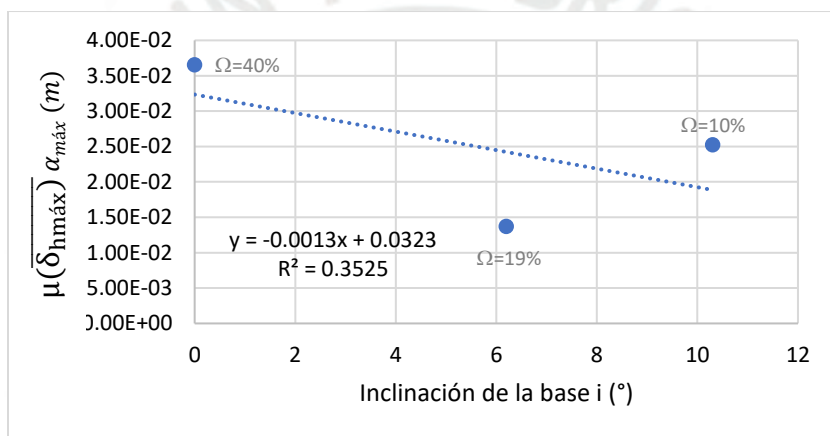


Figura 5.33 Recta de regresión lineal que vincula el valor esperado de la deformación del muro para el máximo ángulo de rotación medido y la inclinación de la base

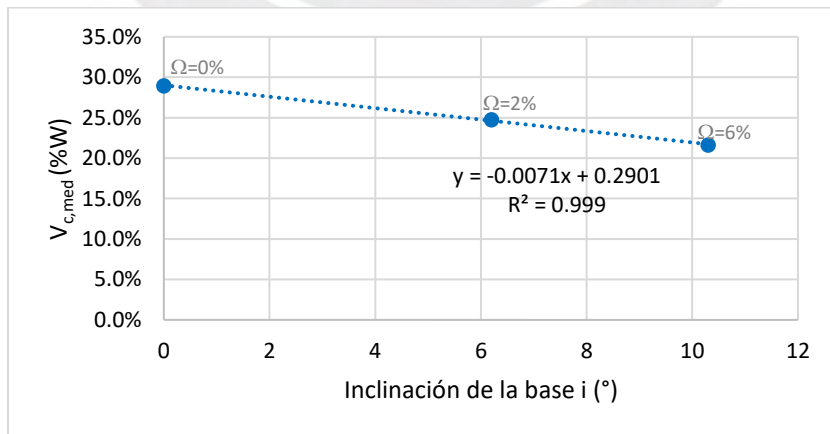


Figura 5.34 Recta de regresión que vincula la resistencia durante el colapso e inclinación de base

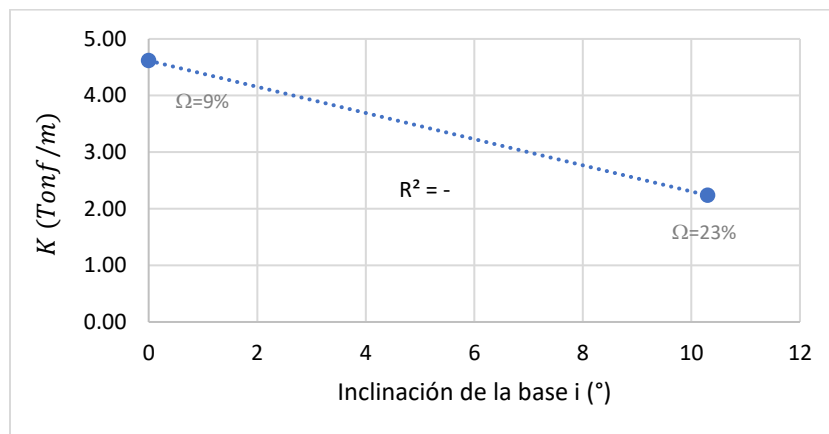


Figura 5.35 Recta de regresión lineal que vincula la rigidez inicial y la inclinación de la base

Nota. No se indica el valor de K para 6.2° dado que el resultado no es lógico

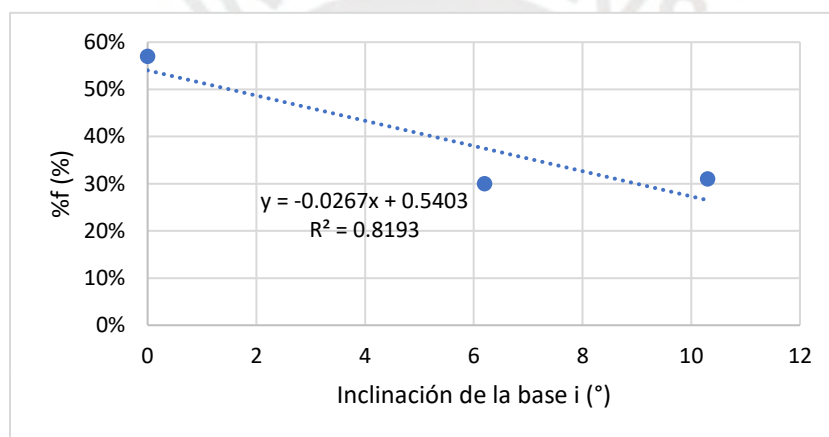


Figura 5.36 Recta de regresión lineal que vincula el porcentaje de filas que se mantienen en el muro después del colapso y la inclinación de la base

El resumen de los resultados se muestra en la Tabla 5.35.

Tabla 5.35

Tipo de correlación entre las variables dependientes e independientes

Variables independientes	Variables dependientes											
	$\mu(\overline{\delta_{h=hmax}})$ $\alpha_{m\acute{a}x}$ (m)			$V_{c, med}$ (%W)			K (Tonf/m)			%f (%)		
	AL	R ²	m	AL	R ²	m	AL	R ²	m	AL	R ²	m
n_p (filas)	-	Considerable	0.005	-	Muy fuerte	0.0238	-	Muy fuerte	0.803	-	Muy fuerte	0.11
e (cm)	+	Muy fuerte	0.001	-	Media	0.0008	-	Muy fuerte	0.342	-	Muy fuerte	0.007
i (°)	-	Considerable	0.001	-	Muy fuerte	0.0071	*	*	*	-	Muy fuerte	0.027

Nota. ‘*’ Los resultados no son fiables, ‘+’ asociación lineal positiva, ‘-’ asociación lineal negativa, ‘AL’: asociación lineal, ‘m’: pendiente de la recta

6 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En este capítulo se busca analizar y justificar los resultados obtenidos.

6.1 Análisis de los resultados experimentales

De forma general, coincide la coexistencia de valores negativos de deformaciones en las pruebas y valores de coeficiente de variación $\Omega (\overline{\delta}_h)$ que superan la unidad. Es decir, la dispersión sería menor si es que estos valores negativos no existieran, los cuales pueden estar asociados con errores durante el ensayo. En esta sección se analiza los resultados de los ensayos.

6.1.1 Análisis de errores en el ángulo y la altura

Si bien se ha tratado que el ángulo α y la altura h sean los mismos entre pruebas (ubicando la estación total, las aspas y el muro en una misma posición inicial), es imposible que la precisión se encuentre al 100%. Dada que el ángulo de rotación calculado α_{cal} y la altura calculada h_{cal} tienen una pequeña dispersión, ésta se ha considerado nula para los cálculos en los que influyen estas magnitudes.

A diferencia de los valores calculados, si se considera los valores nominales, es decir la medición del ángulo α mediante un transportador y el uso de una regla para la altura (previo al vaciado del concreto), es necesario hacer una corrección. Para ilustrar cuán influyente en los resultados puede ser el uso de un valor nominal o medido, se muestra la Figura 6.1. Se grafica el progreso de los desplazamientos de los puntos de control según el ángulo. Si bien el error de esta variable no es mucho para sí mismo (16% como máximo), impacta en los resultados de desplazamiento dado que el ángulo forma parte de las fórmulas para hallarlo. Su influencia es significativa porque las deformaciones son muy pequeñas: de orden de milímetros y centímetros y son sensibles a los valores del ángulo. Si se usara los valores de ángulos de rotación medidos, los resultados no resultan lógicos. Pues, el cambio en el ángulo, para el primer caso, produce desplazamientos erráticos, mientras que, con el uso de ángulos calculados, los desplazamientos aumentan con el incremento en el ángulo.

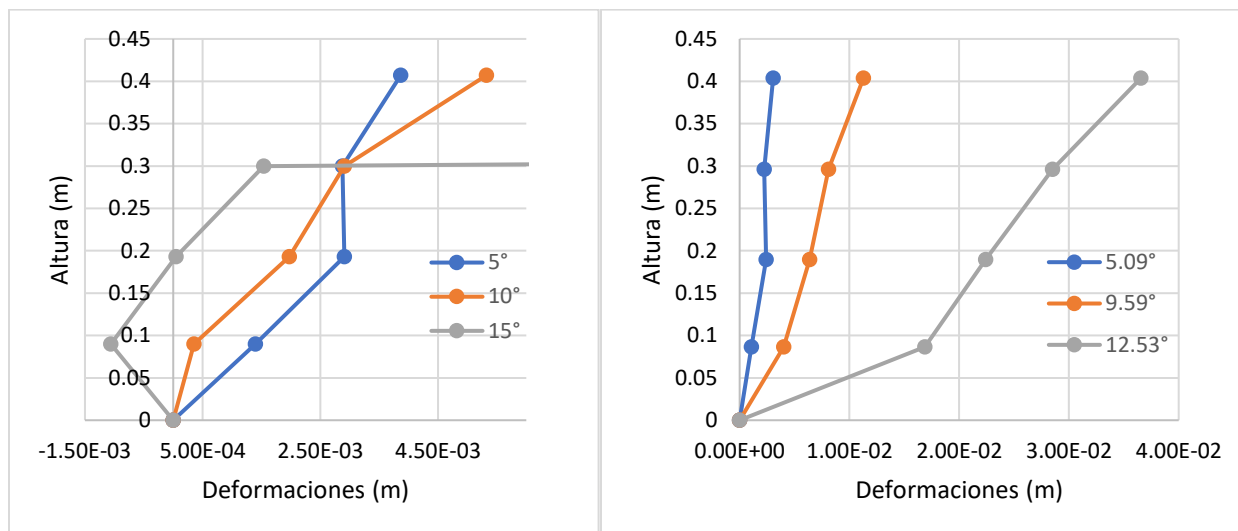


Figura 6.1 Deformaciones esperadas según la altura $\mu(\overline{\delta_n})$ y el ángulo medido para la prueba 2 de AIV1 (izquierda) y Deformaciones esperadas según la altura $\mu(\overline{\delta_n})$ y el ángulo calculado para la prueba 2 de AIV1 (derecha)

A partir de lo mencionado se da a entender que la estación total es un instrumento muy preciso para este tipo de mediciones. Y es cierto, de no existir, se cometerían errores groseros que impactarían en la lectura e interpretación como se ha visto. A pesar de ser una buena herramienta, también es necesario mencionar que factores externos pueden reducir su precisión como la curvatura de las llantas, la horizontalidad del terreno, equivalencia del armado de los especímenes, entre otros que no han podido cuantificarse.

Es necesario agregar que el cálculo de las deformaciones se hace para cada prueba y para cada columna (se recuerda que se toman datos de 3 columnas). Para juntar las pruebas o las columnas y dar valores representativos de la deformación, se es consciente de que es necesario una interpolación primero de los desplazamientos para una altura fija (para 1 prueba, entre las 3 columnas, en el ángulo de rotación) y luego de los desplazamientos para un ángulo determinado. Sin embargo, esto no ha sido realizado dado que las variables independientes calculadas ya cuentan con una baja dispersión.

6.1.2 Arreglo 1

En general, los muros con menos pasantes (A1V2 y A1V3) se comportan de manera muy similar en cuanto a deformaciones en comparación a A1V1 (más pasantes). A1V1 es la variante más rígida para un ángulo de rotación pequeño (5°) siendo equivalente a 1.53 veces A1V3 en comparación con A1V2 que es 1.26 veces A1V3. Después de la ‘zona elástica’, se observa que A1V1 tiene la menor degradación de rigidez hasta un 28% de su deformación última, aproximadamente.

Sin embargo, cerca al colapso, A1V1 se hace casi tan flexible como A1V2. La diferencia con éste es que, mientras A1V1 reparte, de manera más equitativa, su deformación en altura; A1V2 la concentra en las filas superiores. Solo se está comparando A1V1 y A1V2 dado que A1V3 ya ha colapsado antes, dando indicios de su menor resistencia. No obstante, esta no es muy distinta a las otras, dado que las resistencias de las tres variantes están comprendidas entre el 24.2% y 29% del peso (error 1.9%). Luego del colapso, se observa que a mayor cantidad de ‘piedras’ pasantes, el muro se queda con más unidades produciendo menos escombros. Después de lo mencionado, la mayor cantidad de mejores propiedades están asociadas con la variante A1V1, es decir con la que tiene más filas con piedras pasantes, por lo que es conveniente su uso.

6.1.3 Arreglo 2

A diferencia de otros arreglos, para ángulos menores que 8° , en cualquier variante, el desplazamiento de la fila 6 es menor al de la fila 4. Hay, aparentemente, una oposición, en esa altura, a la deformación lateral o un reacomodo de las unidades pero que solo ocurre en este arreglo (traslapes asimétricos). Asimismo, todas las variantes se deforman menos que A1V3 (traslape a la mitad de la unidad) a lo largo de su historia hasta el colapso. Y entre ellas, A2V1 (traslape 5 cm) es la que menos se deforma. Con esto, se muestra evidencia de que muros con mejor traslape, se deforman más.

Por otro lado, como mostraron los resultados, a mayor traslape, mayor abombamiento horizontal. Esto significa mayor comportamiento en 2D del muro. Debe observarse también que casi todos los máximos abombamientos ocurren para el ángulo máximo medido ($\alpha_{\text{máx,med}}$). En ese sentido, a mayor ángulo, mayor rango de deformación longitudinal. Asimismo, en su mayoría, estos máximos valores ocurren para las hileras superiores. Esto es coherente, dado que la compresión es menor y las unidades pueden moverse más libremente. Por último, respecto al

abombamiento horizontal, resulta ventajosa su definición. Pues, las deformaciones negativas no afectan los resultados dado que el rango siempre es positivo.

Por otra parte, la variante con menos traslape es la que tiene una alta rigidez, muy por encima de cualquier variante de cualquier arreglo. Después de la ‘zona elástica’, esta variante A2V1 tiene la menor degradación de rigidez hasta la mitad de su deformación última, aproximadamente. Para resumir, la tendencia muestra que traslapes simétricos tienen menor rigidez y mayor degradación de la misma.

En cuanto a la resistencia, el valor máximo es 4% mayor que las otras. Es decir, son muy similares, mucho más de lo que ya eran en el arreglo 1. Se observa el desarrollo de una falla escalona en algunas pruebas que también podrían asociarse con el traslape asimétrico. Si bien esto también ocurrió en el arreglo 1, en el arreglo 2 ocurrieron en mayor cantidad de pruebas para las variantes A2V1 y A2V2. Asimismo, para estas variantes se generaron mayores escombros, con lo que también puede decirse que dado que la unión es más débil, la porción superior no engancha a todas las piedras de la cara posterior que debería, generando menos escombros en menores traslapes.

Las anteriores comparaciones han excluido el análisis del traslape nulo. Esta variante no sigue el mismo patrón de respuesta que los otros muros y requiere analizarse de otra forma. Posiblemente porque la fuerza no puede redistribuirse en el vecindario del elemento ya que no actúa como un único muro, sino como muros independientes de menor ancho. Como se mencionó anteriormente, algunas propiedades ingenieriles como la deformación y la rigidez de un muro con esta característica tienen valores intermedios entre los muros con traslape de 1/6 y 1/3. Se plantea que este comportamiento se deba a que la ausencia de apoyo longitudinal se compensa, en cierta medida, con la presencia de piedras pasantes, pero deberá corroborarse en un siguiente estudio.

6.1.4 Arreglo 3

En general, en los ensayos han existido deformaciones negativas cerca a la base y para ángulos iniciales de rotación. Se presume que, durante el movimiento, las unidades hayan girado respecto al eje W (ver Figura 4.7) y hayan tenido que reacomodarse para conservar el equilibrio y es por ello que existen deformaciones negativas.

La mayoría de desplazamientos negativos han ocurrido en la segunda fila (y algunos pocos en la cuarta fila) aún cuando las hileras inferiores pueden desarrollar mayor fricción por su posición. En ese sentido, puede decirse que esta hilera es susceptible a errores del ensayo (posible

generación de fuerzas inerciales, imperfecciones geométricas, cálculos afectados por los ensayos, etc). Dado que no ocurren en todas las pruebas, su efecto se traduce, numéricamente, en los elevados coeficientes de variación.

Sin embargo, en el caso de la variante 1 del arreglo 3 (inclinación de 6.2°), se registraron desplazamientos negativos iniciales de mayores valores que en otros ensayos no solo en la segunda, sino que en todas las filas del muro. Se sospecha que en este arreglo haya influencia del tiempo (en el armado y el ensayo) e intervención en el ensayo. Por otro lado, aparentemente, el ángulo de las hileras en contra del movimiento no influye dado que, a pesar de que la variante 2 tiene más inclinación, sus deformaciones son positivas.

En cuanto a lo primero, en general, en el arreglo 3, se empleó más tiempo en el armado que en otros arreglos (ver Tabla 6.1) por la dificultad propia de que la sección tenga la inclinación asignada y por el aprendizaje de un nuevo armado. A la vez, los ensayos fueron más rápidos por la restricción de tiempo. Si se analiza solo el arreglo 3, el tiempo de ensayo en la variante 1 fue menor a la variante 2 y, coincidentemente, hubo deformaciones negativas. Esta menor duración pudo haber generado fuerzas inerciales u otros más significativos en el ensayo.

Tabla 6.1

Tiempo de duración del armado y del ensayo para el arreglo 3

Tiempo aproximado	Armado (min)	Ensayo (min)
A3V1	P1	16
	P2	9
	P3	8
A3V2	P1	16
	P2	13
A1	22-36	20-32
A2	37-45	17-33

En cuanto a lo segundo, es posible que el ayudante haya movido un poco las piedras intentando mejorar la apariencia de la cara externa para la primera una vez iniciado el ensayo. Esto solo es probable que haya ocurrido en el arreglo 3 por la inclinación de las hileras.

Dado que no hay suficiente evidencia para determinar las causas de las deformaciones negativas, debe investigarse en otro estudio. Con lo que se tiene, se recomienda anotar el tiempo en la construcción y ensayo de muros con inclinación, sobretodo, así como de asegurarse de que no exista intervención externa en el ensayo y de dar capacitación clara antes del ensayo. Asimismo, los resultados de este arreglo deben considerarse con cuidado sobretodo los iniciales en el que se manifiesta el comportamiento anormal. Por la lejanía, los resultados cerca y en el colapso deberían ser más confiables.

No se puede establecer una relación entre la inclinación y las deformaciones. Como muestra la Tabla 5.17 tienen un comportamiento errático. Lo que sí puede afirmarse es que, un muro con hileras horizontales se deforma más que uno que tiene inclinación. Después de la 'zona elástica', las variantes muestran una degradación de rigidez similar. Además, como en casos anteriores, las resistencias son muy similares. Asimismo, en los resultados se mostró que el colapso ha sido de una magnitud tal que ha generado movimiento en la mesa inclinable. Esto dado que las variantes de este arreglo son las que más unidades han perdido y por tanto en el que ha ocurrido un cambio más brusco de la masa.

6.2 Análisis teórico de la falla

Existe coherencia entre el tipo de falla observada en los ensayos y el calculado usando el factor de seguridad. En su mayoría, los muros fallan por volteo para secciones de falla esbeltas. Los muros con este tipo de falla no cumplen con los mínimos factores de seguridad establecidos por Mack et. al. (2006). Los de menor a mayor factor de seguridad se ordenan como sigue: los que tienen ángulo de inclinación, los que tienen traslape asimétrico y por último los muros con más piedras pasantes y traslape a la mitad. Asimismo, de la Tabla 5.31 se observa que el ángulo de los ensayos es inferior al teórico. La diferencia llega hasta 28% (sin incluir el muro que falla por deslizamiento), lo cual puede relacionarse con errores de instrumento, aleatoriedad, teóricos y otros propios del ensayo.

6.3 Análisis de las correlaciones

6.3.1 Arreglo 1

El espaciamiento vertical entre pasantes consecutivas y la deformación del muro antes del colapso tienen una asociación de tipo considerable en la que el 50% de la variación de la deformación se explica por el espaciamiento entre pasantes. Para la correlación lineal, este valor no es suficiente para que la deformación última sea predecible a partir del espaciamiento de pasantes. Dado que no está alejado del valor límite y que es una propiedad importante, debe ser considerado. Es posible que el ajuste sea una curva de otro grado; que se correlacione mejor con el número de piedras pasantes y no con el espaciamiento; entre otros. Lo que no puede quitarse en el análisis es que, a menor espaciamiento entre pasantes o dicho de otro modo a mayor cantidad de pasantes, el muro tiene mayor deformación cerca al colapso. En comparación con la curva de capacidad del acero, en las que se sacrifica resistencia para ganar ductilidad o viceversa, este tipo de muro parece dotar de ambas propiedades.

Por su parte, el número de filas entre pasantes tienen un nivel de asociación fuerte con la resistencia, la rigidez inicial y cantidad de filas que se mantienen en el muro luego del colapso. Conociendo el espaciamiento entre pasantes, es posible predecir con buen nivel de exactitud estas variables. Estas correlaciones son negativas, es decir las pasantes aumentan las propiedades de un muro. Con esto se comprueba el análisis de los resultados realizados previamente.

6.3.2 Arreglo 2

El traslape es el que mejor explica la deformación del muro cerca al colapso con una magnitud de 99.9%. Su correlación es positiva, es decir a mayor traslape, existe una mayor deformación del muro cerca al colapso. En cuanto a la resistencia, la correlación es muy baja. Es decir, no puede establecerse una relación entre el traslape y la resistencia. Contrariamente, el traslape tiene una asociación negativa muy fuerte con la rigidez inicial y el número de filas que se mantienen en el muro luego del colapso. A diferencia de las piedras pasantes, el uso de un mínimo o máximo traslape no mejora todas las propiedades del muro. Hay que jugar con ganar deformación última y perder rigidez inicial.

6.3.3 Arreglo 3

En el caso de la variable inclinación de la base, como se mencionó anteriormente, los resultados no son muy confiables. Sin embargo, la resistencia y la cantidad de piedras que quedan luego del colapso tienen una asociación muy alta y están alejadas de los valores iniciales anormales, por lo que se está considerando que puede hacer una buena predicción de las variables dependientes mencionadas a partir de la inclinación i . Por último, no existe relación entre la inclinación y la deformación última pues su correlación es mucho menor a la aceptable.

6.4 Comparación con estudios anteriores

Los valores de carga de colapso de la presente tesis se encuentran entre 22% y 29% del peso de la pirca según el tipo de arreglo. El de mayor resistencia es el que tiene la mayor cantidad de piedras pasantes, traslape simétrico y sin ángulo de inclinación. Comparado con los estudios anteriores de Alcántara (2020), Ramos (2021) y Párraga (2022), las resistencias últimas son similares (ver Tabla 6.2).

Tabla 6.2

Comparación entre la carga última en porcentaje del peso de este estudio con otros

$V_{c,med}$	A1	A2	A3	Alcántara*	Ramos	Párraga
V1	29%	25%	25%			
V2	26%	26%	22%	25%/32%	26%	26%
V3	24%	25%	-			

*Nota. * 25% (para bloques irregulares) y 32% (para bloques regulares)*

En cuanto a las distorsiones, los muros estudiados tienen similitud a los resultados de tesis anteriores, siendo los que tienen traslape simétrico sin ángulo de inclinación las que se distancian más en estos resultados con alrededor del 50% por encima (ver Tabla 6.3).

Tabla 6.3

Comparación entre las distorsiones obtenidas de este estudio con otros

ψ	A1	A2	A3	Alcántara	Ramos**	Párraga **
V1	9.70%	3.96%	3.65%			
V2	10.80%	5.58%	6.72%	5.90%	6.4%	6.36%
V3	7.10%	5.62%	-			

*Nota. ** Se ha multiplicado por 4 las distorsiones reales de dichos ensayos, dado que el modelo es 1:1*

6.5 Explicación del comportamiento estructural

Se explica el comportamiento de los muros en base a estudios previos y/o análisis a partir de los ensayos.

6.5.1 Influencia de las piedras pasantes

La falla predominante es el volteo. Esto se debe a la esbeltez del muro que hace que el brazo de palanca de la componente paralela a la mesa del peso sea más grande que el del momento resistente induciendo a la volcadura. Sin embargo, esto no ocurre desde la base porque, por más apretados que estén los elementos y tengan mucha área de contacto, no hay nada que los una.

Dado que no es un elemento continuo, la porción superior del muro que gira será el mínimo para producir volteo. En todos los ensayos, se ha visto que esta porción tiene su punto de giro en la cara superior de una pasante. Teóricamente, para el prototipo de pirca 2 empleado, la falla debe pasar por la mitad de su altura como mínimo (para que la esbeltez sea suficiente para producir volteo). Dado que no hay continuidad, se esperaría que pase a dicha altura. Esto fue así en A1V1 (ver inciso a de la Figura 6.2) en el que hay piedras pasantes en la cuarta hilera. En A1V2 hay piedras pasantes en una fila superior a la cuarta (inciso b de la Figura 6.2), sin embargo, no falló por allí. Las siguientes pasantes estaban en la segunda hilera y fue allí por donde falló.

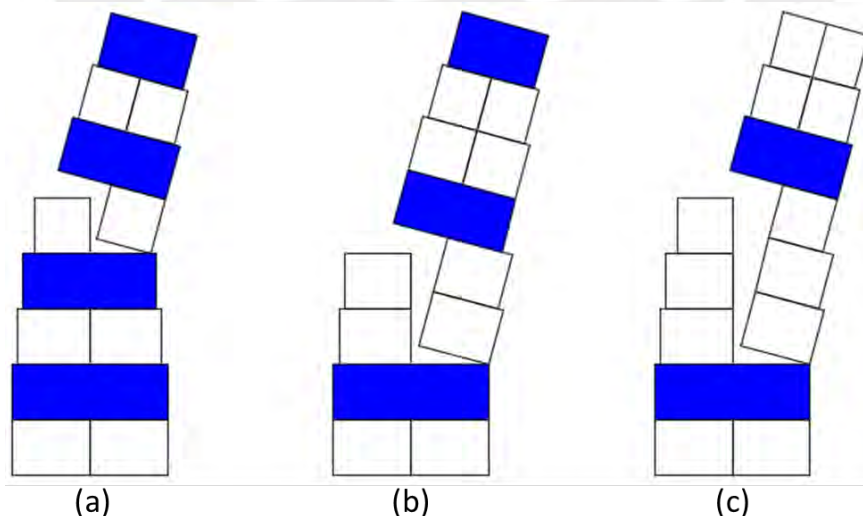


Figura 6.2 Zona de colapso según la posición de la piedra pasante en muros con espaciamento entre pasantes consecutivas de (a) una fila A1V1, (b) dos filas A1V2 y (c) tres filas A1V3

De esto pueden sacarse algunas conclusiones. Si se colocan piedras pasantes por encima de la mitad superior del muro no generará mucho efecto en la falla dado que dicha porción no tendría la suficiente esbeltez para fallar por volteo. En ese sentido, es posible que las piedras pasantes en la parte superior pueden estar más espaciadas sin afectar el plano de falla. Asimismo, la hilera de pasantes en la cuarta fila es determinante y necesaria porque protege a las unidades inferiores: reduce la porción del muro que falla por volteo y por ende reduce escombros.

Como se mostró en la Figura 6.2, la porción superior gira en la fila inferior de pasantes que funciona como pivote debido a la esbeltez, así como las irregularidades del material (véase Figura 6.3) que generan una trabazón que induce el giro y que incrementa la fricción. Lo mencionado anteriormente no aplica a muros con hileras inclinadas, dado que, en estos casos, aún cuando el muro tenía la misma distribución de elementos de A1V1, falló más abajo rotando en las pasantes de la segunda fila. La posible causante es la inclinación, dado que genera menor estabilidad: las filas superiores no se apoyan completamente sobre las inferiores.



Figura 6.3 Irregularidades del material

6.5.2 Influencia del traslape

Para intentar explicar el comportamiento del muro en este arreglo, analizamos el efecto de una carga unitaria. Para ello, se hacen algunas consideraciones como que la rigidez entre unidades es constante y las fuerzas se transmiten por las caras superiores e inferiores con una distribución de esfuerzos constantes en cada unidad del muro. Esto será útil para el rango elástico del muro.

La Figura 6.4 y la Figura 6.5 muestran la aplicación de la carga unitaria para una sección central en su hilera más alta con un traslape de 15cm y 5 cm, respectivamente. Se observa que la fuerza se distribuye longitudinalmente, con un mayor flujo longitudinal en el primer caso que en el segundo. Analizando los desplazamientos en la sección central se obtiene que la deformación

Sin embargo, los resultados experimentales no respaldan la relación entre deformaciones y traslapes teóricos, sino que los contradicen. En ese sentido, el análisis mediante una carga unitaria es insuficiente para la predicción del comportamiento de un muro en el rango ‘elástico’. Tampoco es útil, aún para establecer una relación de comparación (mayor y menor).

Por otro lado, en su estado último, McCombie et. al. (2012) menciona la razón por la que el muro se deforma más cuando el traslape es mayor a partir de los ensayos de los muros de Bath. Según el autor, la falla ocurre cuando la línea de empuje (*line of thrust*) sobrepasa la base del muro. Sin embargo, el traslape da al muro un soporte adicional por el que la línea de empuje puede sobrepasarla sin que colapse. De esta manera, el muro puede deformarse más antes del colapso si tiene un buen traslape.

6.5.3 Influencia de la inclinación de las hileras

Los resultados obtenidos son similares, en algunos aspectos, a los estudios en torno a los muros de Burgoyne. Por un lado, aún cuando Powrie et. al. (2002) menciona que la inclinación tiene poco efecto, el muro B de Burgoyne (similar al estudiado) se deforma más en su versión de hileras horizontales que inclinadas. En ese mismo sentido, en Harkness et. al. (2000) se muestra que los muros C y D se deforman más y resisten menos altura de relleno que A y B (ver Figura 6.6). Es decir, los muro con hileras horizontales resistieron menos fuerza lateral y se deflectaron más. En los ensayos de esta tesis, también hay mayores deformaciones cuando la inclinación es menor. Por el contrario, en esta tesis, el muro con inclinación nula resiste la mayor fuerza lateral de colapso. Sin embargo, debe considerarse que los ángulos de colapso obtenidos en esta tesis son muy parecidos entre todos.

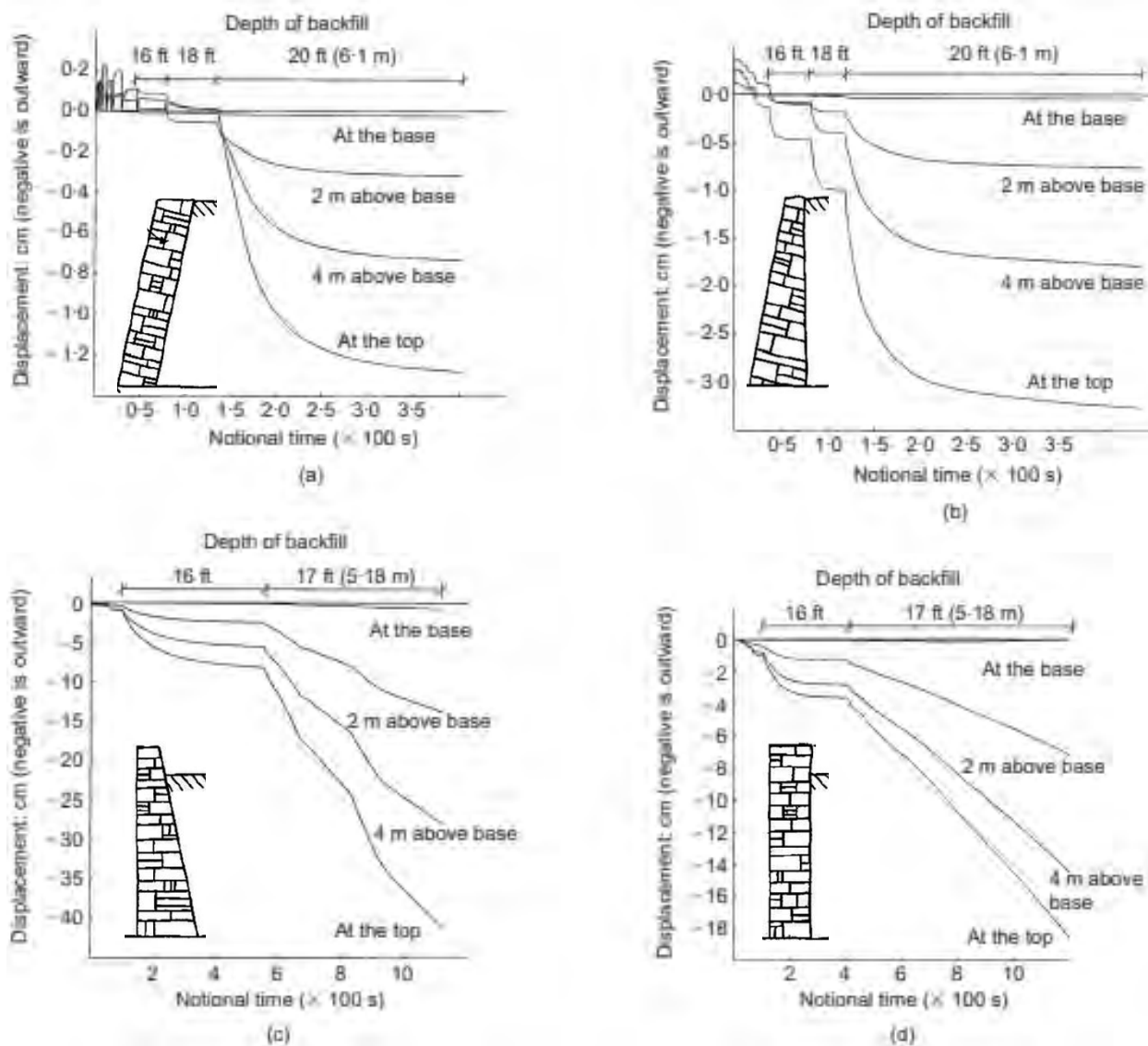


Figura 6.6 Desplazamientos horizontales de los muros de Burgoyne durante el vertido del relleno de: a) Muro A, b) Muro B, c) Muro C y d) Muro D

Tomado de Harkness et. al. (2000).

7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones

Se concluye que la resistencia, la rigidez inicial y cantidad de filas que se mantienen en el muro luego del colapso dependen considerablemente de la separación vertical entre piedras pasantes. Por otro lado, aún cuando las deformaciones no se ajustan a una predictibilidad aceptable como los anteriores, debe considerarse que, a menor espaciamiento vertical de piedras pasantes, se incrementa la capacidad última de deformación. Asimismo, se cumplieron con las hipótesis de que, a más piedras pasantes, hay mayor deformación cerca al colapso, resistencia, rigidez inicial (control de deflexiones) y menos escombros frente a una carga lateral.

En cuanto al traslape, se concluye que predice adecuadamente la deformación cerca al colapso del muro, la rigidez inicial y cantidad de filas que se mantienen en el muro luego del colapso, no así a la resistencia. Además, a mayor traslape, mayor deformación última, pero menor rigidez y mayor volumen colapsado. Es decir, no se cumplieron todas las hipótesis establecidas para el traslape. Asimismo, a partir del estudio de esta variable, se identificó que el traslape incrementa el abombamiento longitudinal, es decir se adapta al efecto de las cargas por su buena redistribución longitudinal. Por otro lado, las juntas corridas no generaron efectos máximos o mínimos como se esperaba, sino que tiene efectos intermedios en la respuesta estructural. Dado que los ensayos han comprobado que las juntas corridas rompen con la unidad del muro en el colapso, deben evitarse.

Se concluye también que la resistencia y la cantidad de filas que se mantienen en el muro luego del colapso son explicadas adecuadamente por la inclinación del muro. Por el contrario, no se obtuvo una buena correlación para los primeros ángulos dado que se detectaron deformaciones negativas en una de las variantes y en general porque que no se tuvo un control más exhaustivo en los ensayos para el último arreglo. Como se mencionó anteriormente, estos resultados deben considerarse con cuidado. Asimismo, se obtuvo que, a menor inclinación, la resistencia es mayor y hay menos escombros, por lo que no se cumplieron con las hipótesis definidas para esta variable.

Para resumir lo desarrollado en este trabajo, se mencionan los objetivos, los cuales fueron cumplidos en su totalidad. Primero, se calcularon y describieron las variables independientes y

dependientes. Luego, se interceptaron ambos tipos de variables para determinar si, efectivamente, había una relación de dependencia significativa y cómo era ésta. También, se analizaron las características en la falla, en la que se observaron que el tipo de falla por volteo era la predominante. Por último, se pudieron comparar los resultados con estudios existentes y explicar el comportamiento estructural de manera parcial dado que estos estudios no se ajustan a la realidad y se requiere de teoría más desarrollada que no ha sido alcance de esta tesis.

7.2 Recomendaciones

Por lo mencionado, para la construcción de un muro, en primer lugar, debe priorizarse el uso de un traslape a la mitad de la unidad porque es la variable que mejor explica la deformación última del muro reduciendo la vulnerabilidad de las pircas ante un colapso por efecto de cargas laterales como sismos. En segundo lugar, debe priorizarse el uso de piedras pasantes dado que también dotan de capacidad de deformación previo al colapso, pero aún más, cumplen un rol muy importante en la definición de la porción del muro que colapsa. Debe asegurarse de colocar la fila de piedras pasantes a la mitad de la altura en un muro tipo 2 (o donde la esbeltez de la porción superior sea 2), de manera que la falla no se extienda a filas inferiores. Si las piedras pasantes escasean, una medida a adoptar es la de aumentar el espaciamiento por encima del plano de falla, dado que no genera efecto en la falla, pero debe investigarse el impacto que produciría en sus propiedades antes de la misma. Finalmente, el uso de hileras horizontales parece ser, por el momento, la medida más segura. Respecto al efecto combinado, el muro tiene un mejor comportamiento si se dota de más cantidad de piedras pasantes, traslape a la mitad y con hileras horizontales. Esta corresponde a A1V1. Si se revisan sus propiedades, si no es la mejor es la segunda mejor en la respuesta estructural de deformación última, rigidez inicial, resistencia y porcentaje de filas no colapsadas. Si se desearía controlar mejor las variables combinadas y optimizar el uso de los tipos de piedras podría hacerse un análisis de regresión múltiple en un futuro estudio y realizar más ensayos con variables combinadas.

7.3 Limitaciones y líneas de investigación

En cuanto a las limitaciones, los resultados no pueden aplicarse directamente dado que requieren escalarse, el material usado es concreto y no piedras, y las dimensiones de las unidades

(piedras) no se asemejan al de las pircas. Sin embargo, como se ha hecho en este estudio si es posible hacer comparaciones sobre las variables medidas.

Como futura línea de investigación, y en respuesta a ciertas limitaciones en esta tesis, se recomendaría incluir visitas de campo para el análisis estadístico de las dimensiones de las piedras usadas en pircas, y cuantificación del uso de traslape y piedras pasantes. Por otro lado, dado que la intervención humana en los ensayos puede afectar los resultados, es importante considerar un protocolo de ensayo para ensayos a escala reducida. En ensayos a escala real, como se hizo en Ramos, es mejor contactar con un maestro pirquero. En cuanto al trabajo en gabinete, como se mencionó anteriormente, se recomienda hacer un análisis de regresión múltiple que permitan medir el efecto de variables combinadas. Sobre los temas que podrían abordarse se incluye la optimización del uso de piedras pasantes y el traslape crítico empleando mayor cantidad de variantes para un mismo arreglo, ángulos más pequeños entre mediciones y empleando piedras con dimensiones escaladas en base a su estudio. Asimismo, es posible estudiar las pircas existentes mediante modelados basados en los registros de campo. A partir de ello, poder concluir si los parámetros y procedimientos considerados por el software son compatibles con lo visto en campo y aportar validación sobre el uso de piedras pasantes, traslape u otras variables.

8 BIBLIOGRAFÍA

Alcántara, J. (2020). *Evaluación experimental del desempeño de muros de contención de piedra de junta seca usando especímenes a escala reducida*. [Tesis de postgrado, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio Digital de Tesis y Trabajos de Investigación PUCP.

<http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/11/browse?type=author&value=A1c%C3%A1ntara+Cornejo%2C+Julio+C%C3%A9sar>

Al Sexto Día (2015). *Las pircas: bomba de tiempo* [Archivo de Video]. Panamericana Televisión.

<https://www.youtube.com/watch?v=dIG3V9RNtSQ>

América Noticias. (13 de abril de 2021). *Continúa invasión a zona intangible del Morro Solar | Primera Edición*. [Archivo de Video]. Youtube.

<https://www.youtube.com/watch?v=64Jds2tV1WM>

Atencia, N. y Huamani, P. (2023). Viabilidad técnica y económica de los métodos de protección para la estabilidad de taludes rocosos. [Tesis de pregrado, Universidad Ricardo Palma]. Repositorio URP.

https://repositorio.urp.edu.pe/bitstream/handle/20.500.14138/7055/T030_74366533_T%20ATENCIA%20ROSAS%20RETUERTO%2C%20NICOLE%20ISABEL.pdf?sequence=1&isAllowed=y

Atlas Ambiental de Lima. (s.f.). Geología de Lima.

https://www.researchgate.net/profile/Sandra_Villacorta/publication/315113858_01Geologia/data/58caec59aca2727749ed8f28/01Geologia.pdf

Beer, F. Johnston, E. DeWolf, J y Mazurek, D. (2017). *Mecánica de Materiales* (7ma ed.). McGraw-Hill Interamericana Editores, S.A. de C.V.

Ccanre, P. (2016). *La Tierra Prometida. Las invasiones a la zona agropecuaria de Villa El salvador y la Nueva Rinconada en San Juan de Miraflores. Lima, 2000*. [Tesis de pregrado,

Universidad Nacional Mayor de San Marcos]. Repositorio institucional de tesis y trabajos de Titulación de la UNMSM Cybertesis. <https://cybertesis.unmsm.edu.pe/handle/20.500.12672/4727>

Centro de Estudios y Prevención de Desastres [PREDES]. (2022). *Guía práctica para reforzar viviendas en laderas*. <https://predes.org.pe/wp-content/uploads/2022/11/Guia-Practica-de-Reforzamiento-de-Viviendas-en-Laderas-1.pdf>

Centro Nacional de estimación, prevención y reducción del riesgo de desastres [CENEPRED]. (2020). *Escenario de riesgo por sismo y tsunami para Lima y Callao*. <https://www.cenepred.gob.pe/web/wpcontent/uploads/Escenarios/2021/Tipo%20de%20fenomenos/Sismo%20y%20Tsunami%20Callao/INFORME/ER%20SISMO%20Y%20TSUNAMI%20LIMA%20Y%20CALLAO%2029.01.2021%20vb%20DGP.pdf>

Centro Peruano de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres [CISMID]. (2001). Fabricación de bloques de concreto con una mesa vibradora. <http://www.cismid.uni.edu.pe/wp-content/uploads/2019/12/E01A.pdf>

CISMID. (2018). *Mapa de riesgo sísmico de la ciudad de Lima al año 2018* [Mapa]. Sistema de Información para la Gestión del Riesgo de Desastres [SIGRID]. <https://sigrid.cenepred.gob.pe/sigridv3/documento/6989>

Cooper, M. (1986). Deflections and failure modes in dry-stone retaining walls. *Ground Engineering*, 19 (8), 40–45. <https://www.svtism.ch/sites/default/files/2022-04/1986%20Cooper.pdf>

Das, B. (2012). *Fundamentos de ingeniería geotécnica* (7ma ed.). Cengage Learning Editores.

Driant, J. C. (1991). *Las barridas de Lima*. Institut français d'études andines, Centro de Estudios y Promoción del Desarrollo – DESCO. <https://books.openedition.org/ifea/6962>

Dry Stone Conservancy (s.f.). *Our Related Organizations...* Recuperado el 7 de agosto de 2023 de <https://www.drystone.org/helpfullinks>

Gestión (25 de enero de 2017). Déficit habitacional en Lima Metropolitana es de 612,464 viviendas al 2016. <https://gestion.pe/economia/deficit-habitacional-lima-metropolitana-612-464-viviendas-2016-127350-noticia/>

Gordon, I. (7 de setiembre de 2022). *What ancient secrets lie beneath this little-known Irish bog?* National Geographic. Recuperado el 6 de agosto de 2023 de <https://www.nationalgeographic.com/travel/article/what-ancient-secrets-lie-beneath-this-little-known-irish-bog>

Grillanda, N., Chiozzi, A., Milani, G. & Tralli, A. (2021). Tilting plane tests for the ultimate shear capacity evaluation of perforated dry joint masonry panels. Part II: Numerical analyses. *Engineering Structures*, (228), 1-18. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111460>

Grupo de Investigación en Urbanismo, Gobernanza y Vivienda Social. (2016). *La ciudad de las laderas*. <https://investigacion.pucp.edu.pe/grupos/conurb/proyecto/la-ciudad-las-laderas/#:~:text=La%20Lima%20plana%20de%20nuestro,la%20vida%20en%20las%20laderas.>

Harkness, R. M., Powrie, W., Zhang, X., Brady, K. C. & O'Reilly, M. P. (2000). Numerical modelling of full-scale tests on drystone masonry retaining walls. *Géotechnique*, 50(2), 165-179. <https://doi.org/10.1680/geot.2000.50.2.165>

Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico [INGEMMET] (2014). Zonas críticas por peligros geológicos en la región Lima (Informe Preliminar). https://repositorio.ingemmet.gob.pe/bitstream/20.500.12544/2018/1/2014-Zonas_cr%3%aadticas_peligros_geol%3%b3gicos_Lima.pdf

Instituto Metropolitano de Planificación [IMP] e Instituto de Desarrollo Urbano [CENCA] (2012). Una Aproximación al Estudio de Vulnerabilidad ante Desastres en Lima Metropolitana. Proyecto Ciudades Focales - Lima. <https://ciudadesfocalesmirrlima.files.wordpress.com/2012/08/una-aproximacion-al-estudio-de-vulnerabiliad1.pdf>

Instituto Nacional de Defensa Civil [INDECI] (2017). *Escenario sísmico para Lima Metropolitana y Callao: Sismo 8.8Mw* [Informe]. <https://portal.indeci.gob.pe/wp-content/uploads/2019/01/201711231521471-1.pdf>

Instituto Nacional de Estadística [INEI] (2018). Producto bruto interno por departamentos 2018. http://m.inei.gob.pe/media/MenuRecursivo/boletines/pbi_departamental2018.pdf

Instituto Nacional de Estadística e Informática [INEI]. (2023, 17 de enero). Población de *Lima Metropolitana supera los 10 millones 151 mil habitantes* [Comunicado de prensa]. <https://m.inei.gob.pe/media/MenuRecursivo/noticias/nota-de-prensa-no-006-2023-inei.pdf>

Ita, P., Santa Cruz, S., Daudon, D., Tarque, N., Párraga, A. & Ramos, V. (2023). Out-of-plane analysis of dry-stone walls using a pseudo-static experimental and numerical approach in natural-scale specimens. *Engineering Structures*, (288), 1-15. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116153>

Levy, E. (s.f.) What is terrace farming? earth.com. Recuperado el 7 de Agosto de 2023 de <https://www.earth.com/earthpedia-articles/what-is-terrace-farming/>

Luque, G. (2016). *Mapa 3 Pendientes de terrenos – Lima* [Mapa]. INGEMMET. https://repositorio.ingemmet.gob.pe/bitstream/20.500.12544/2571/4/C076-Mapa_3.pdf

Luque, G., Rosado, M., Pari, W., Peña, F. y Huamán, M. (2020). *Peligro geológico en la región Lima. INGEMMET, Boletín, Serie C: Geodinámica, 76-298.* <https://repositorio.ingemmet.gob.pe/handle/20.500.12544/2571>

Mack, D., Sanders, S., Millhone, W., Fippin, R., Kennedy, D. (2006). *Rockery Design and Construction Guidelines*. (FHWA-CFL/TD-06-006). <https://www.fhwa.dot.gov/clas/pdfs/RockeryDesignandConstructionGuidelines013007.pdf>

Márquez, J. (2021). *Eficiencia estructural de muros de contención de suelos mecánicamente estabilizados con geosintéticos y gaviones, en las laderas de la quebrada Huaycoloro - Lurigancho - Chosica - Lima Metropolitana*. [Tesis de pregrado, Universidad Peruana de

Ciencias Aplicadas]. Repositorio Académico UPC.
https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/656002/M%C3%A1rquez_EJ.pdf?sequence=3

Masson, L. (setiembre 1994). Contribución Al Conocimiento De Los Andenes. *Debate Agrario*. Recuperado el 7 de agosto de 2023 de https://cepes.org.pe/wp-content/uploads/2019/03/d1901_articulo.pdf

McCombie, P., Mundell, C., Heath, A. & Walker, P. (2012). Dry Stone retaining walls: Ductile engineering structures with tensile strength. *Engineering Structures*, (45), 238-243. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.06.046>

McCombie, P., Morel, J. & Garnier, D. (2016). *Dry Stone retaining walls. Design, construction and assessment*. Taylor & Francis Group.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS]. (2018). Estudio de microzonificación sísmica y análisis de riesgo en la zona de estudio ubicada en el distrito de Pueblo Libre: Estimación del riesgo [Informe]. Recuperado de https://muniplibre.gob.pe/portal/wp-content/uploads/2019/05/Producto05_Pueblo-Libre_Tomo_III.pdf

Montes, P (2017). La vulnerabilidad física del empircado de viviendas en laderas urbanizadas. A. H. 31, Carabayllo, Lima. *Investiga Territorios*, (6), 63-85. <https://revistas.pucp.edu.pe/index.php/investigaterritorios/article/view/23758/22676>

Mundell, C., McCombie, P., Heath, A., Harkness, J., & Walker, P. (2009a). Investigation of bulging, bursting and toppling in dry-stone retaining walls. *Stonechat*, (18), 8-11. <https://www.svt-sm.ch/sites/default/files/2022-04/2009%20Mundell%20DSWA.pdf>

Mundell, C., McCombie, P., Bailey, C., Heath, A. & Walker, P. (2009b). Limit Equilibrium Assessment of Drystone Retaining Structures. *Geotechnical Engineering*, 162 (4), 203-212. <https://doi.org/10.1680/geng.2009.162.4.203>

- Mundell, C., McCombie, P., Heath, A., Harkness, J., & Walker, P. (2010). Behaviour of drystone retaining structures. *Proceedings of the ICE - Structures and Buildings*, 163(1), 3–12. <https://doi.org/10.1680/stbu.2009.163.1.3>
- Municipalidad Distrital de Ate. (22 de marzo de 2022). *Desalojan Pacíficamente a Invasores de la Zona D en Huaycán*. *Municipalidad Distrital de Ate*. Recuperado el 11 de agosto de 2023 de <https://www.muniate.gob.pe/noticia/desalojan-pacificamente-a-invasores-de-la-zona-d-en-huaycan/>
- Municipalidad Distrital de San Juan de Miraflores [MDSJM]. (2019). Evaluación del riesgo de desastres de La Nueva Rinconada, Pamplona Alta, San Juan de Miraflores, provincia y departamento de Lima. Recuperado de <https://sigrid.cenepred.gob.pe/sigridv3/documento/7827>
- Mupira, P. (2011). An investigation of structural stability and causes of deterioration in rough dry stone monuments at Ziwa, NE Zimbabwe: A study conducted under the Global Heritage Preservation Fellowship Program (Reporte final). Global Heritage Fund, http://ghn.globalheritagefund.com/uploads/documents/document_1953.pdf
- Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura [UNESCO]. (s.f.). *Conocimientos y técnicas del arte de construir muros en piedra seca*. UNESCO. <https://ich.unesco.org/es/RL/conocimientos-y-tecnicas-del-arte-de-construir-muros-en-piedra-seca-01393>
- Palacios, O., Caldas, J. y Vela, Ch. (1992). Geología de los cuadrángulos de Lima, Lurín, Chancay y Chosica. Hojas 25-i, 25-j. 24-i, 24-j INGEMMET, Boletín, Serie A: Carta Geológica Nacional, 43. <https://hdl.handle.net/20.500.12544/163>
- Párraga, A. (2022). *Evaluación del desempeño de muros de retención de piedra con junta seca. Caso de estudio: pircas en una zona de las periferias de Lima*. [Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio Digital de Tesis y Trabajos de Investigación PUCP. <https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/23361>

National Inventory of Intangible Cultural Heritage of Ireland. (s.f.). Dry Stone construction.
<https://nationalinventoryich.chg.gov.ie/dry-stone-construction/>

Phyphox. (s.f.). Behind Phyphox. Phyphox. <https://phyphox.org/>

Powrie, W., Harkness, R. M., Zhang, X. & Bush, D. I. (2002). Deformation and failure modes of drystone retaining walls. *Géotechnique*, 52(6), 435–446.
https://www.researchgate.net/publication/239410939_Deformation_and_failure_modes_of_drystone_retaining_walls

Promart (s.f.). Especificaciones de un nivel [Ficha técnica]. Promart.
<https://www.promart.pe/nivel-de-resina-estructural-12--56635/p>

Pulido, N., Aguilar, Z., Tavera, H., Chlieh, M., Calderón, D., Sekiguchi, T., Nakai, S. & Yamazaki, F. (2015). Scenario source models and strong ground motion for future mega-earthquakes: application to Lima, Central Peru. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 105 (1), 368-386. <https://doi.org/10.1785/0120140098>

Quispe, E. (2019). Estado del arte en el cálculo y construcción de pircas. Aplicación en viviendas de asentamiento humano del distrito de Carabayllo. [Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio Digital de Tesis y Trabajos de Investigación PUCP.
<http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/7/browse?type=author&value=Quispe+Atausinchi%2C+Elliot+Alonso>

Ramos, V. (2021). Evaluación del riesgo sísmico de viviendas sobre pircas en un asentamiento humano en el distrito de Villa María del Triunfo. [Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio Digital de Tesis y Trabajos de Investigación PUCP.
<https://repositorio.pucp.edu.pe/index/handle/123456789/177902>

Radio Programas del Perú [RPP]. (31 de octubre de 2022). *Ventanilla: Policía inició desalojo en terrenos ocupados por invasores*. RPP. Recuperado el 11 de Agosto de 2023 de

<https://rpp.pe/lima/actualidad/ventanilla-policia-inicio-desalojo-en-terrenos-ocupados-por-invasores-noticia-1443196>

Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción [SENCICO]. (2006, 5 de mayo). Decreto Supremo No 015-2004-VIVIENDA. Norma E020. <https://drive.google.com/file/d/15atg-9w0OEXjR5C1m6IXUFihwYeUhlaN/view>

Salinas, E. (2018). *Análisis de propiedades geotécnicas de algunas rocas comunes en Chile*. [Tesis de pregrado, Universidad de Chile]. Repositorio académico de la universidad de Chile. <https://repositorio.uchile.cl/bitstream/handle/2250/169948/An%C3%A1lisis-de-propiedades-geot%C3%A9nicas-de-algunas-rocas-comunes-en-Chile.pdf?sequence=1>

Shakti Sangathan, M. K., & Nehru, J. IS 14458-2: Retaining wall for hill area - part 2: design of retaining/breast walls, Pub. L. No. ICS 93.020 (1997). India: Bureau of Indian Standards. <https://civil.sairam.edu.in/wp-content/uploads/sites/4/2019/06/IS.14458.2.1997.pdf>

Trimble (s.f.). *Especificaciones de la estación total Trimble M3* [Ficha técnica]. Trimble.com. <https://www.trimble.com/globalTRLTAB.aspx?nav=Collection-36007>

Universidad Nacional de Ingeniería, Instituto de Investigación de la Facultad de Arquitectura, Urbanismo y Artes, y Grupo de Investigación Urbes Lab. (2021). *La Producción Del Espacio Urbano En Lima Metropolitana y El Callao: Entre Las informalidades y la Regulación (1961-2020)*. Urbes Lab. https://www.academia.edu/50684497/La_producci%C3%B3n_del_espacio_urbano_en_Lima_Metropolitana_y_el_Callao_entre_las_informalidades_y_la_regulaci%C3%B3n_1961_2020

Velarde, F. (2017). El espacio público en la ciudad popular: la vida entre laderas. Bulletin de l'Institut français d'études andines, 46 (3), p. 471-478. <https://doi.org/10.4000/bifea.8851>

Villacorta, S., Chambi, G., Carlotto, V., y Fídel, L. (2006). Atlas ambiental de Lima Metropolitana: Mapas de susceptibilidad en el ordenamiento territorial. En: Congreso Peruano de Geología,

13, Lima, Perú. Lima: Sociedad Geológica del Perú, pp. 171-174. Publicación Especial.
<https://repositorio.ingemmet.gob.pe/handle/20.500.12544/412>

Walker, P. y Dickens, J. (1995). Stability of medieval dry-stone walls in Zimbabwe. *Géotechnique*, 45(1), 141-147.

Walker, P., Morel, J. C., & Villemus, B. (2000). *Outline of dry-stone retaining wall construction in Britain and France. 1909-1927*. Paper presented at Proceedings of the 12th International Brick and Block Masonry Conference, Madrid.

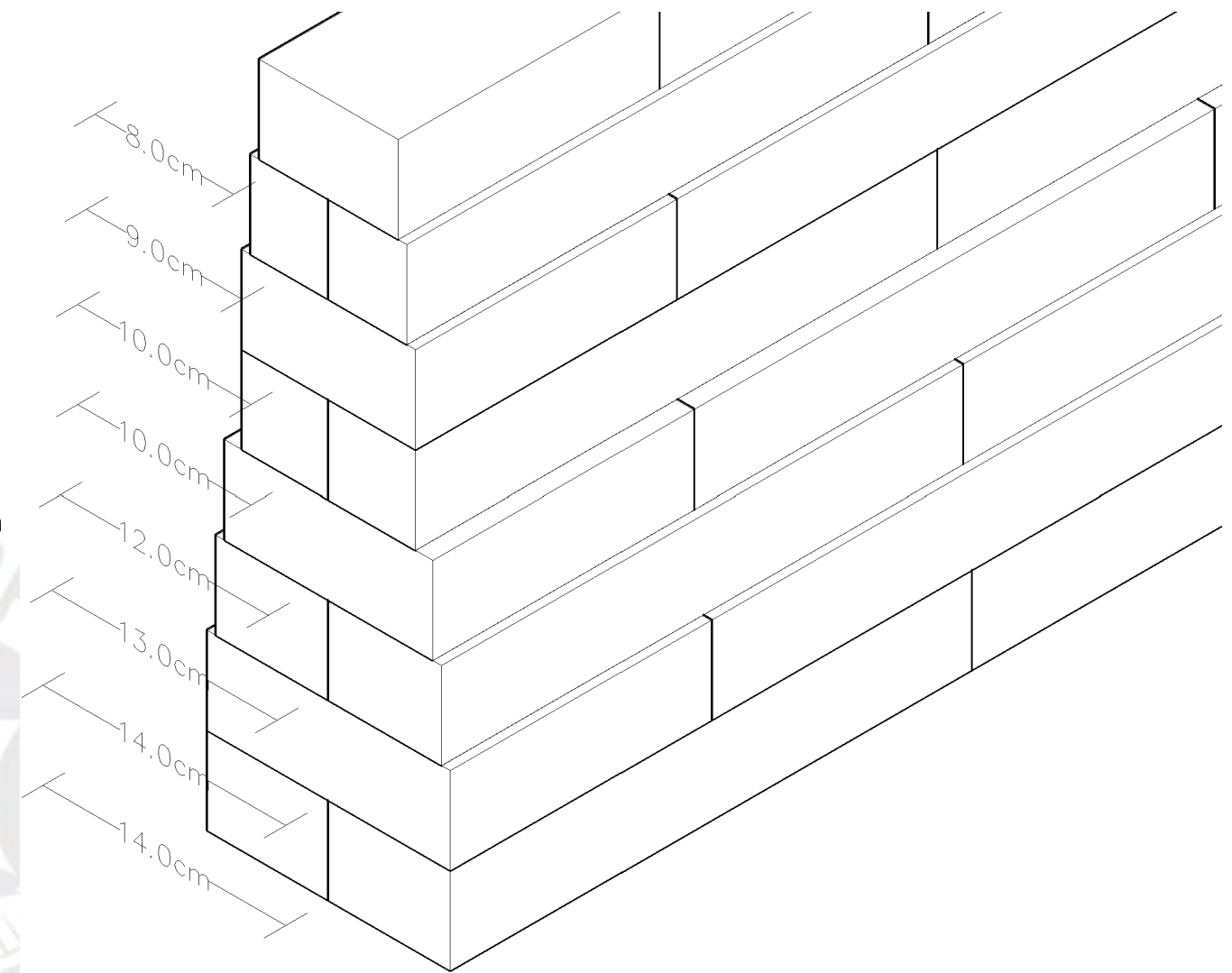
Wikipedia. Galerías de fotos: Exterior del Castillo de Kumamoto [Figura]. Recuperado el 1 de julio de 2021 de https://en.wikipedia.org/wiki/Kumamoto_Castle

Zanelli, C. (2019). *Evaluación de vulnerabilidad sísmica de pircas mediante modelación numérica en elementos discretos: aplicación al caso de las pircas en Carabayllo, Lima*. [Tesis de postgrado, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio Digital de Tesis y Trabajos de Investigación PUCP.
<http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/766/browse?type=author&value=Zanelli+Flores%2C+Criss+Talita>

ANEXO A: PLANOS



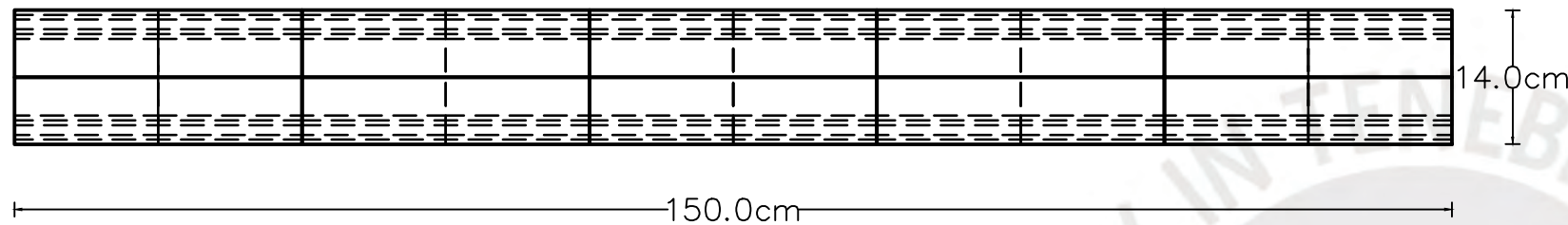
DIBUJO ISOMÉTRICO



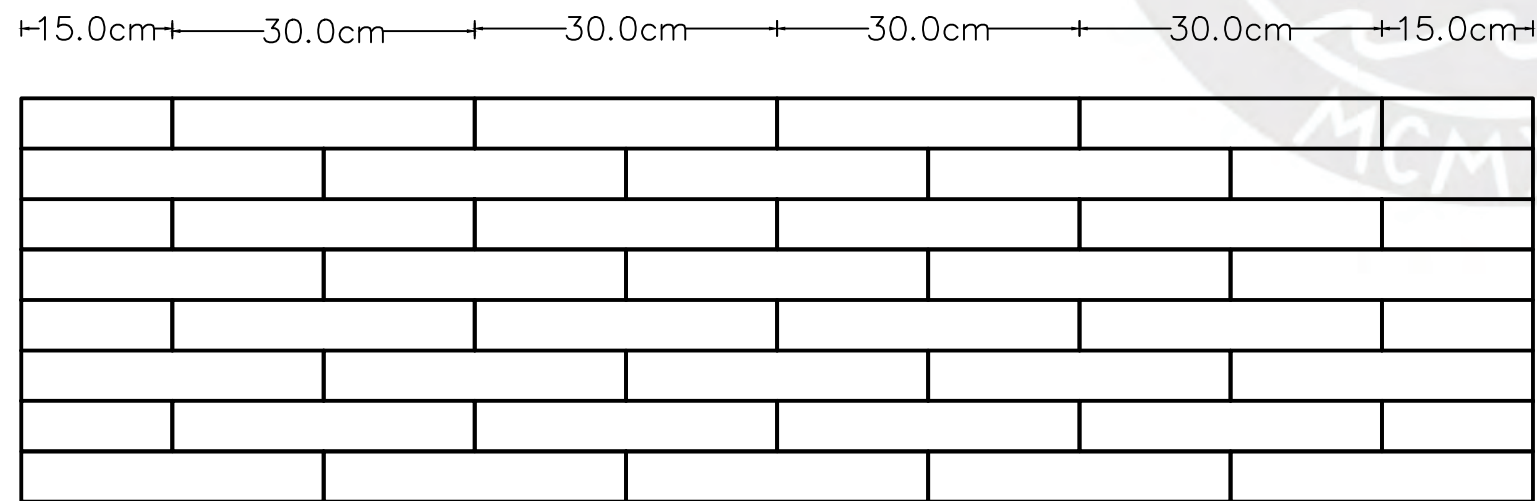
Observaciones:

1. El ancho de las piedras partidas corresponden a la mitad de las dimensiones señaladas en el dibujo isométrico
2. El dibujo isométrico no está a la escala indicada

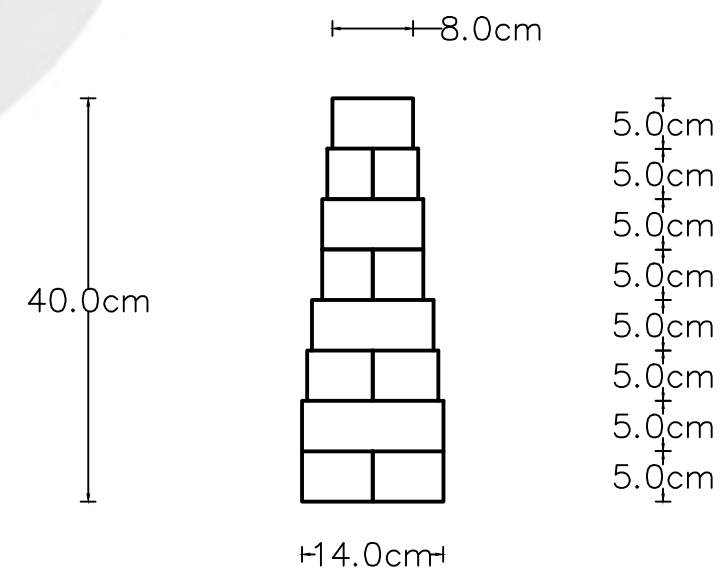
VISTA HORIZONTAL



VISTA FRONTAL



VISTA DE PERFIL



NOMBRE DEL PLANO
Arreglo 1 Variante 1

NOMBRE DE LA TESIS
Análisis de la influencia del aparejo de unidades de pircas en la respuesta estructural ante cargas perpendiculares al plano mediante ensayos a escala reducida

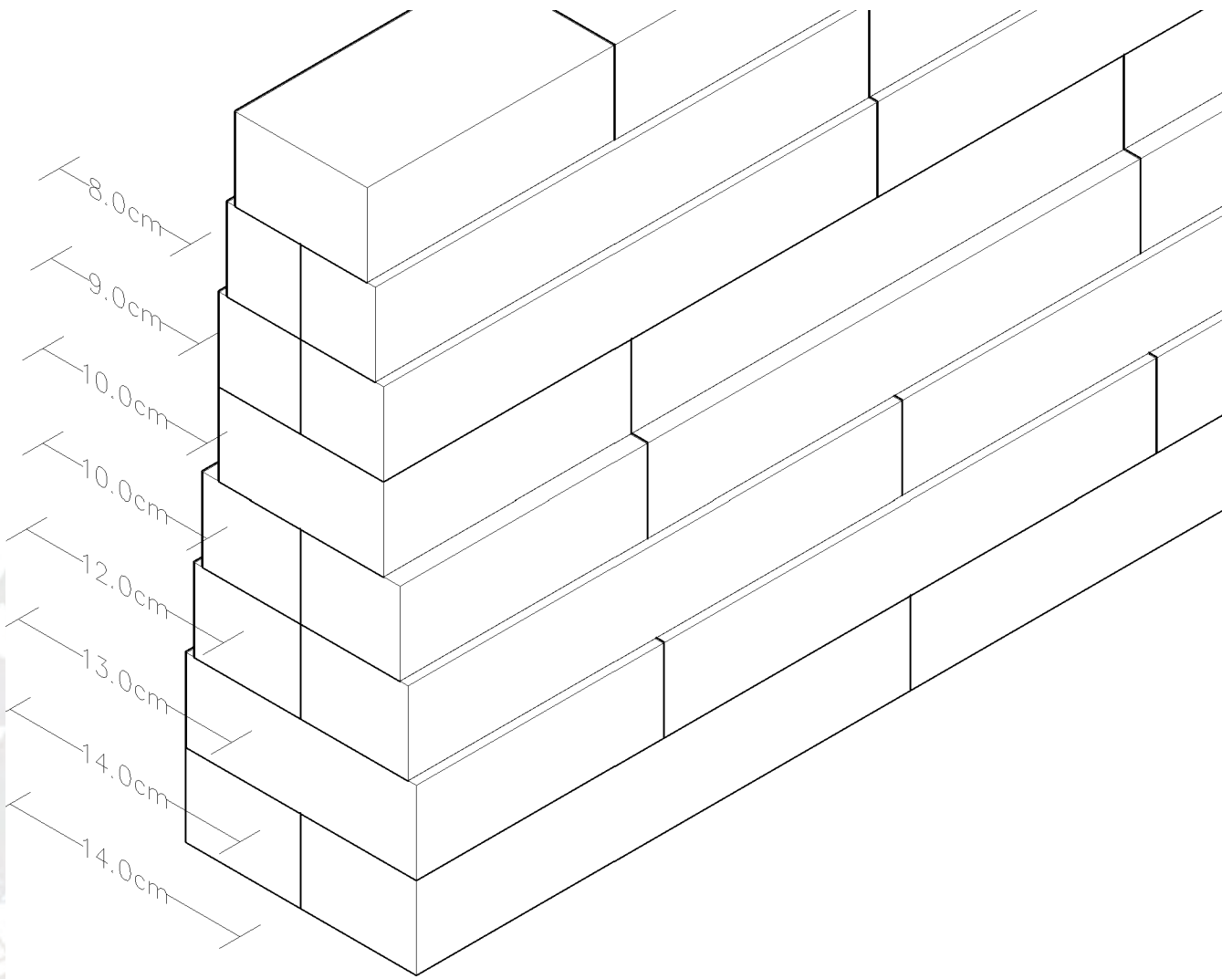
DIBUJADO POR
Geraldine Lizbeth Jaimes Cucho
REVISADO POR
Sandra Santa Cruz Hidalgo

UNIDADES
cm.
ESCALA
1: 7.5



PLANO
A1 V1

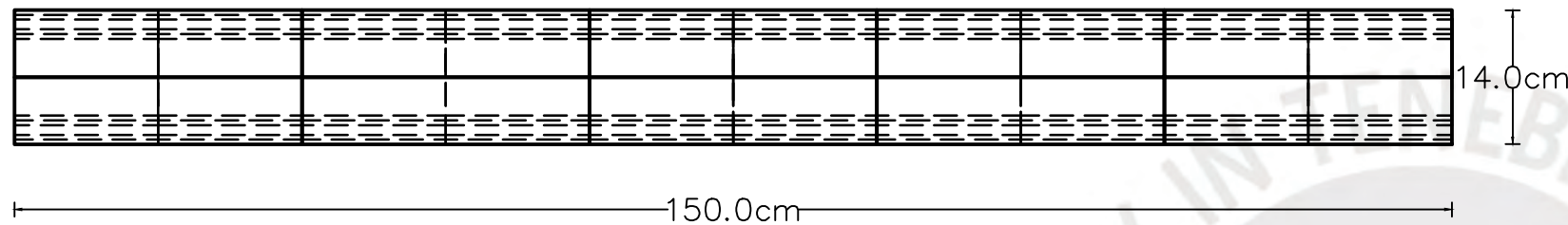
DIBUJO ISOMÉTRICO



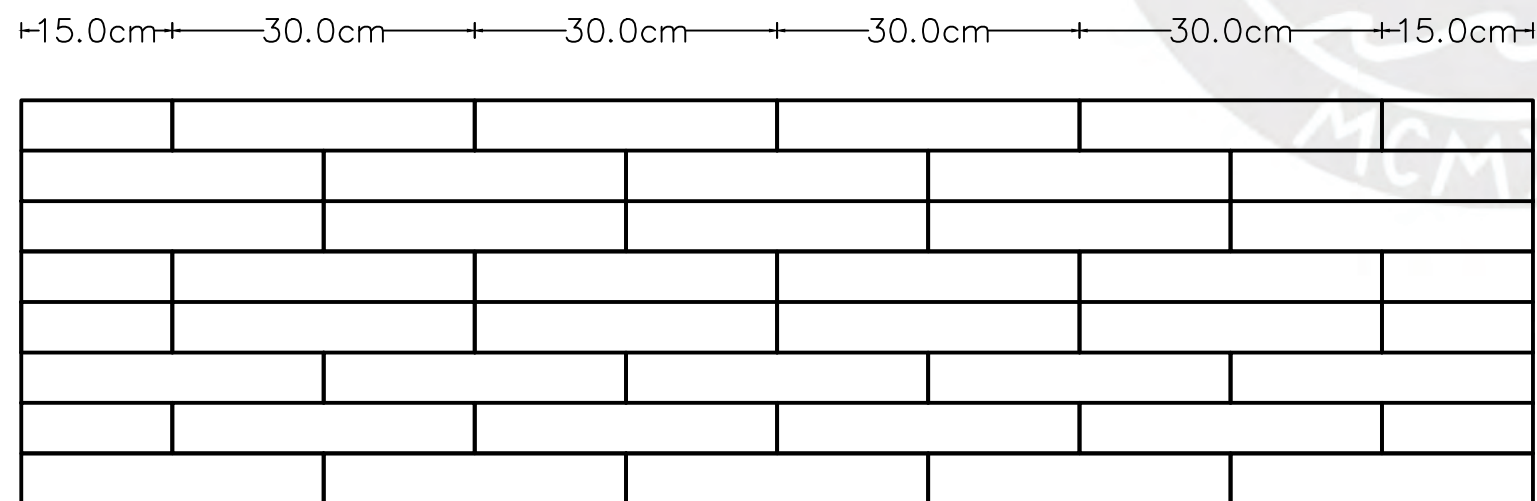
Observaciones:

1. El ancho de las piedras partidas corresponden a la mitad de las dimensiones señaladas en el dibujo isométrico
2. El dibujo isométrico no está a la escala indicada

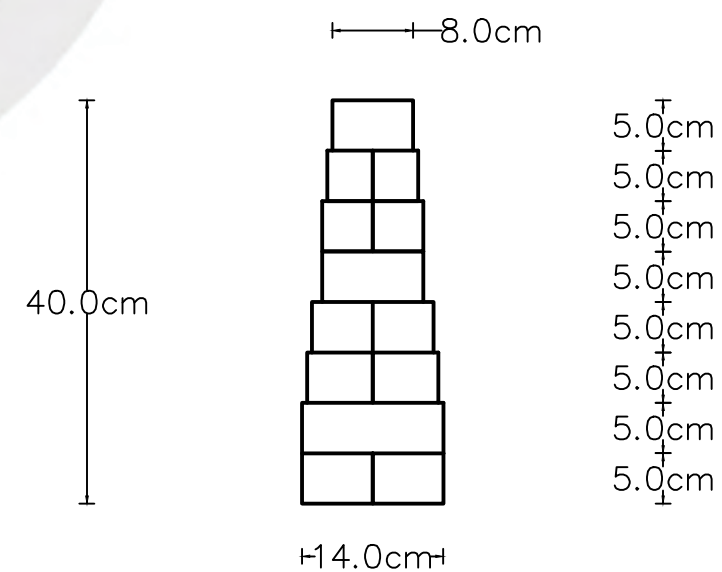
VISTA HORIZONTAL



VISTA FRONTAL



VISTA DE PERFIL



NOMBRE DEL PLANO
Arreglo 1 Variante 2

NOMBRE DE LA TESIS

Análisis de la influencia del aparejo de unidades de pircas en la respuesta estructural ante cargas perpendiculares al plano mediante ensayos a escala reducida

DIBUJADO POR
Geraldine Lizbeth Jaimes Cucho

REVISADO POR
Sandra Santa Cruz Hidalgo

UNIDADES
cm.

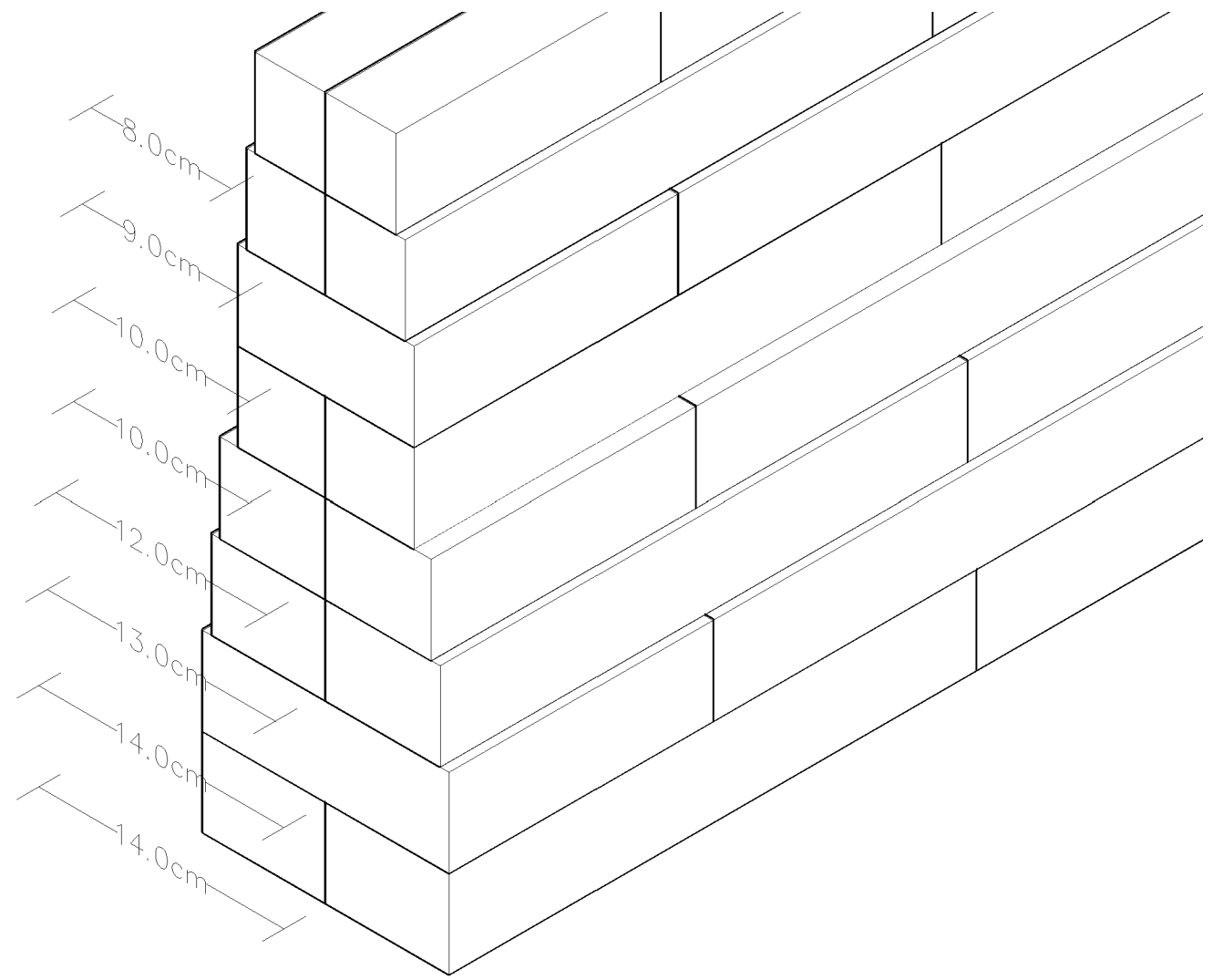
ESCALA
1:7.5



PLANO

A1V2

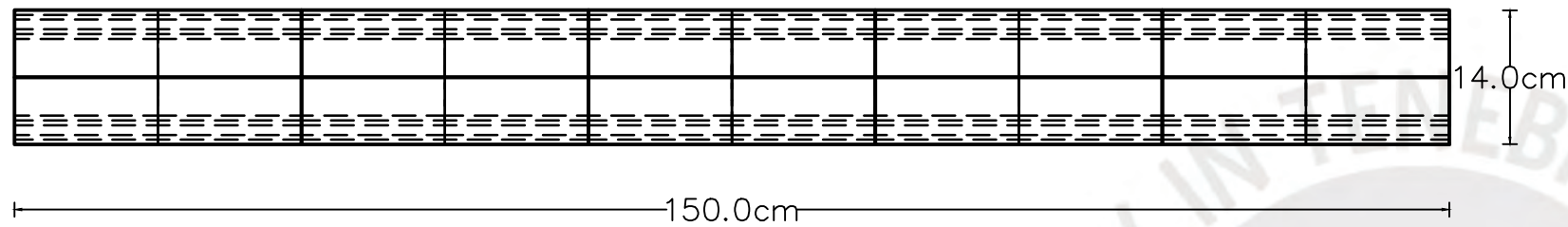
DIBUJO ISOMÉTRICO



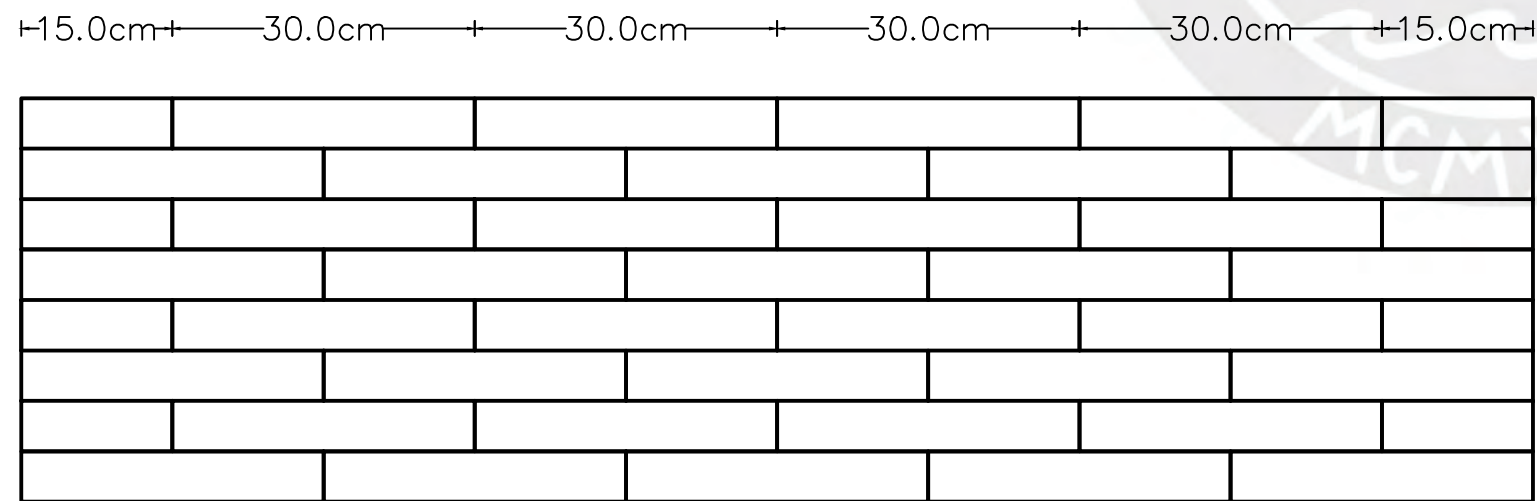
Observaciones:

1. El ancho de las piedras partidas corresponden a la mitad de las dimensiones señaladas en el dibujo isométrico
2. El dibujo isométrico no está a la escala indicada

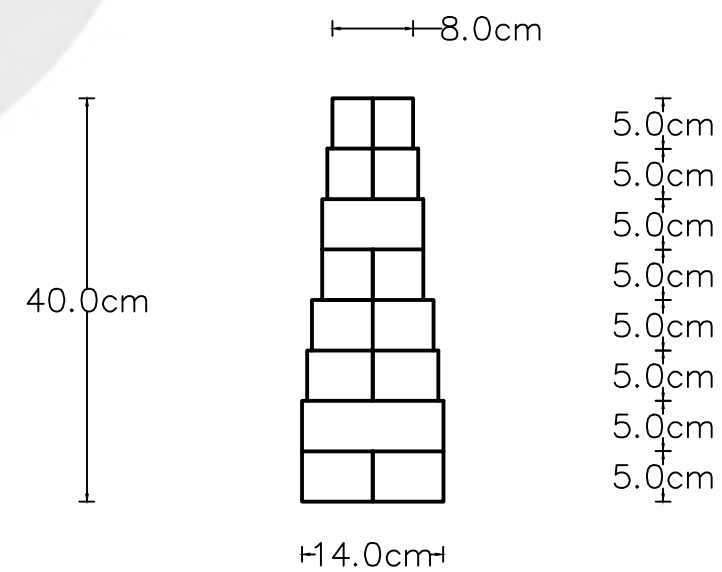
VISTA HORIZONTAL



VISTA FRONTAL



VISTA DE PERFIL



NOMBRE DEL PLANO
Arreglo 1 Variante 3

NOMBRE DE LA TESIS

Análisis de la influencia del aparejo de unidades de pircas en la respuesta estructural ante cargas perpendiculares al plano mediante ensayos a escala reducida

DIBUJADO POR
Geraldine Lizbeth Jaimes Cucho

REVISADO POR
Sandra Santa Cruz Hidalgo

UNIDADES
cm.

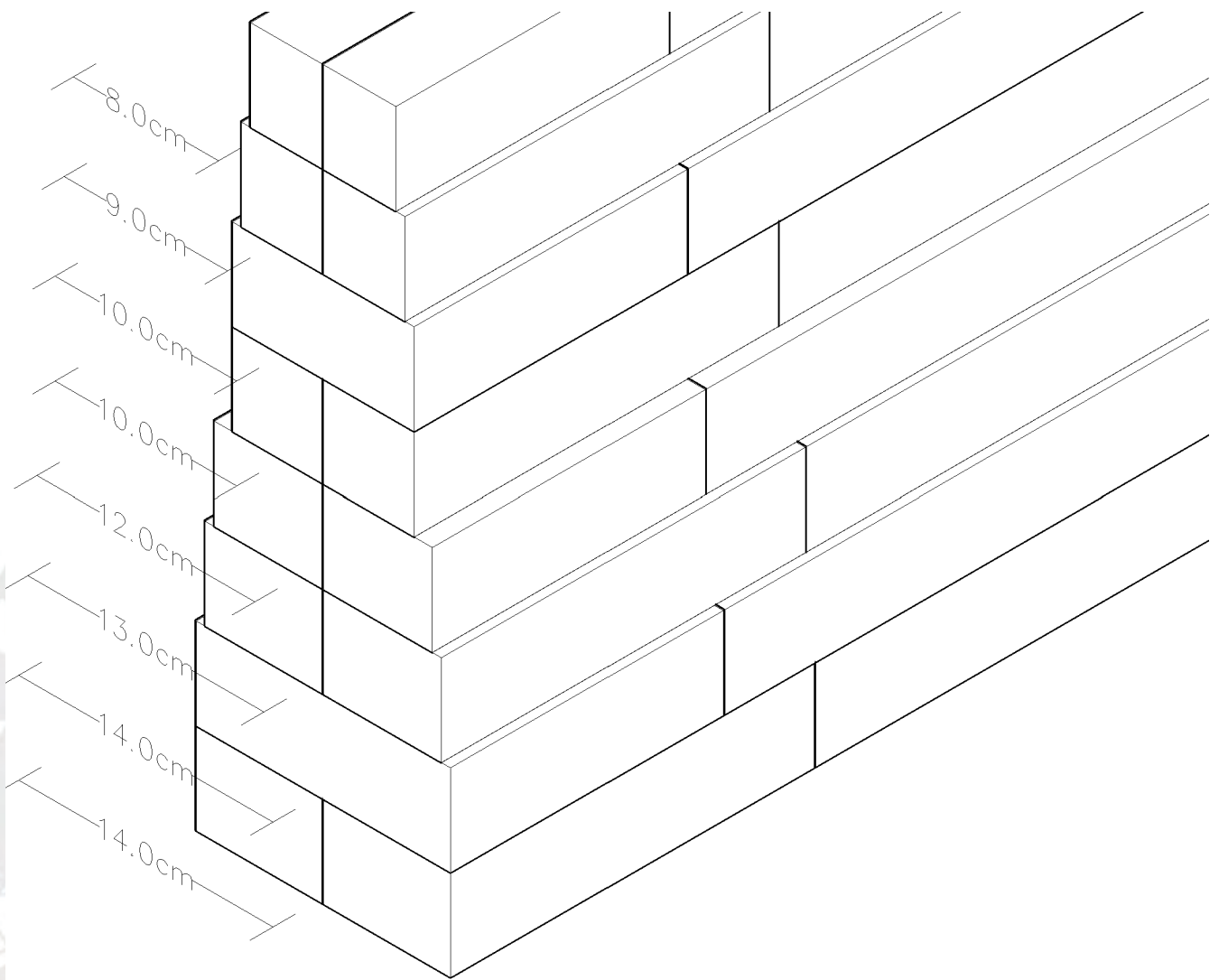
ESCALA
1:7.5



PLANO

A1V3

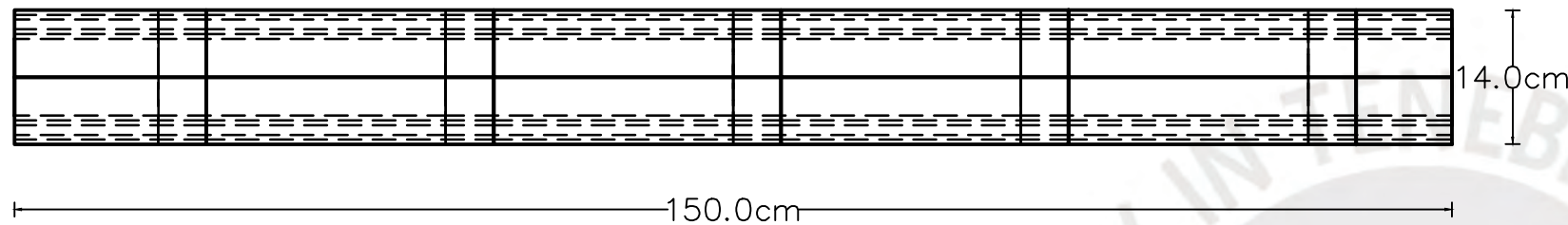
DIBUJO ISOMÉTRICO



Observaciones:

1. El ancho de las piedras partidas corresponden a la mitad de las dimensiones señaladas en el dibujo isométrico
2. El dibujo isométrico no está a la escala indicada

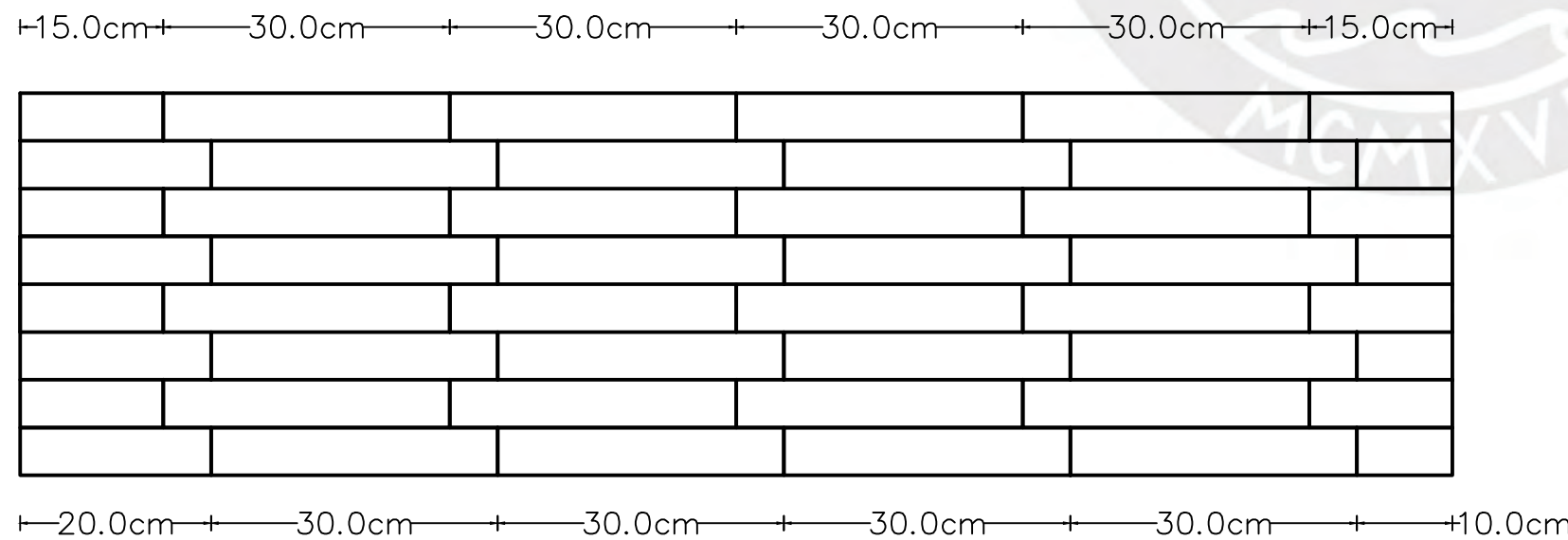
VISTA HORIZONTAL



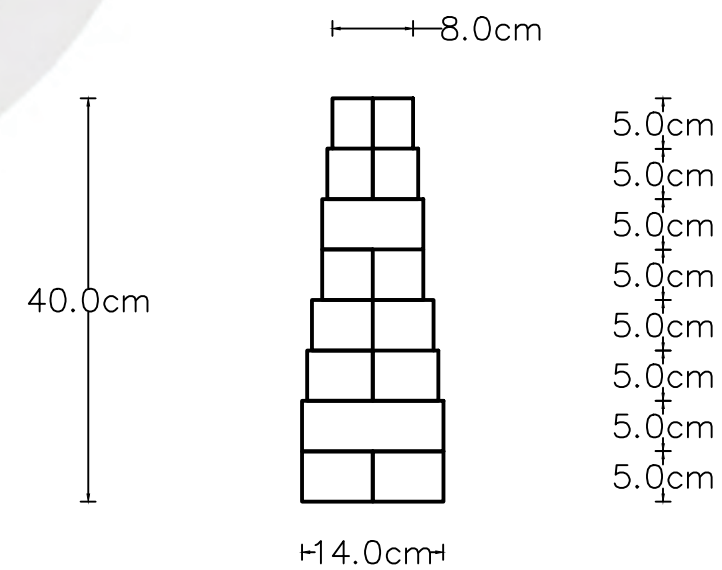
Observación adicional:

1. El traslape entre unidades de filas consecutivas es de 5 cm.

VISTA FRONTAL



VISTA DE PERFIL



NOMBRE DEL PLANO
Arreglo 2 Variante 1

NOMBRE DE LA TESIS
Análisis de la influencia del aparejo de unidades de pircas en la respuesta estructural ante cargas perpendiculares al plano mediante ensayos a escala reducida

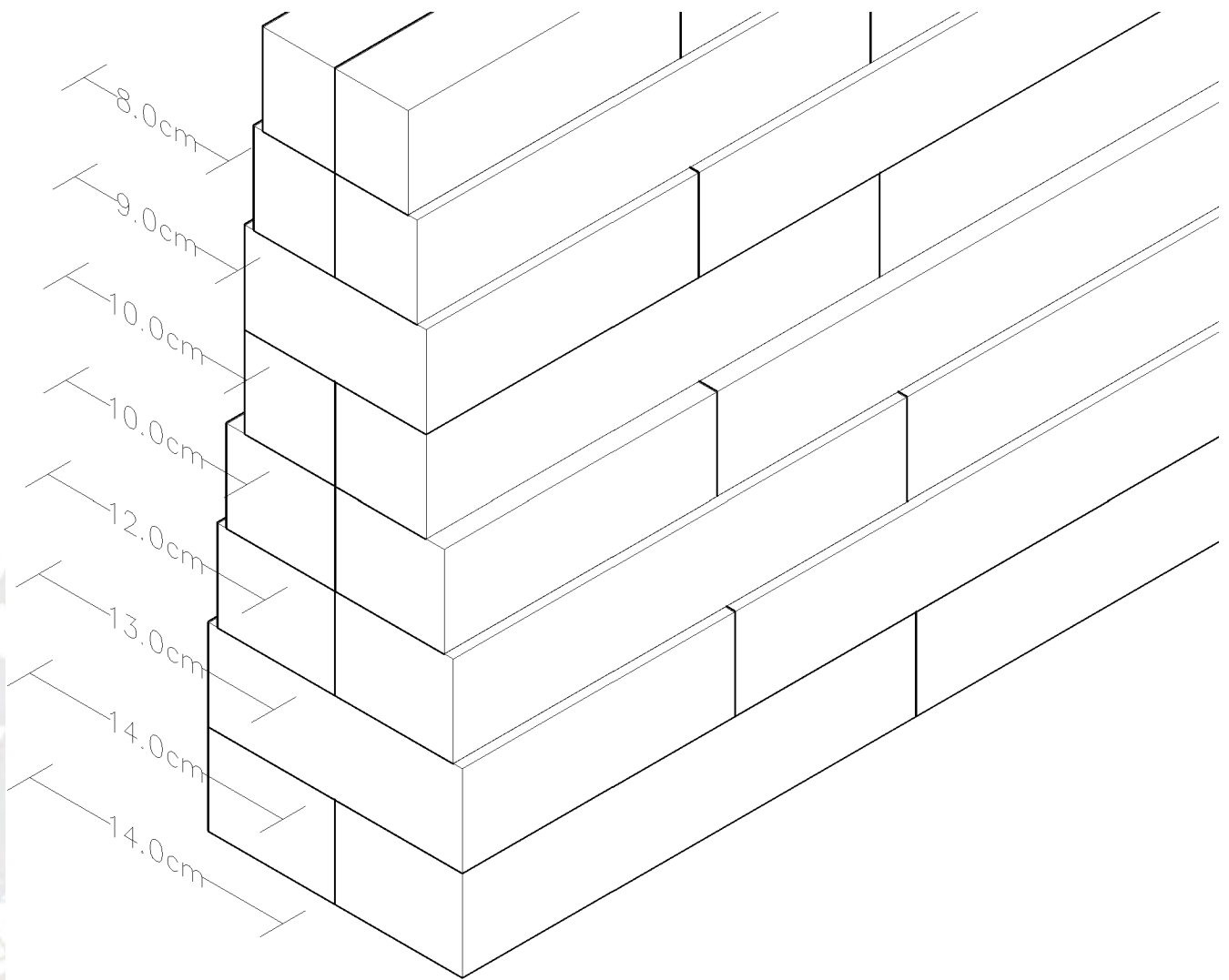
DIBUJADO POR
Geraldine Lizbeth Jaimes Cucho
REVISADO POR
Sandra Santa Cruz Hidalgo

UNIDADES
cm.
ESCALA
1:7.5



PLANO
A2V1

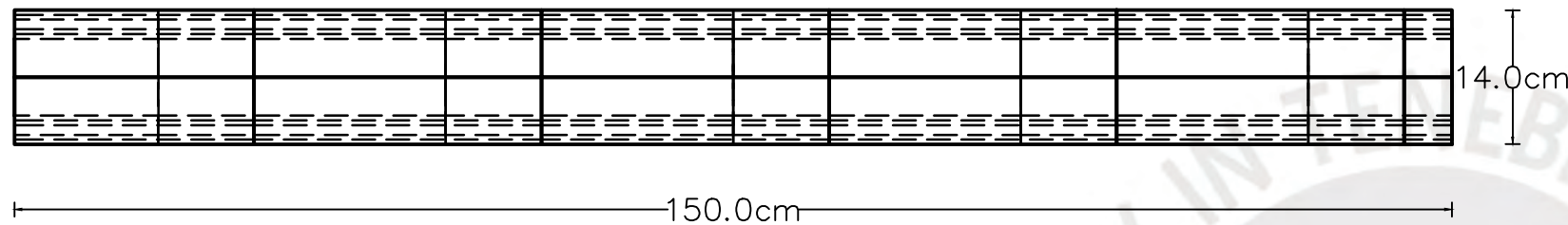
DIBUJO ISOMÉTRICO



Observaciones:

1. El ancho de las piedras partidas corresponden a la mitad de las dimensiones señaladas en el dibujo isométrico
2. El dibujo isométrico no está a la escala indicada

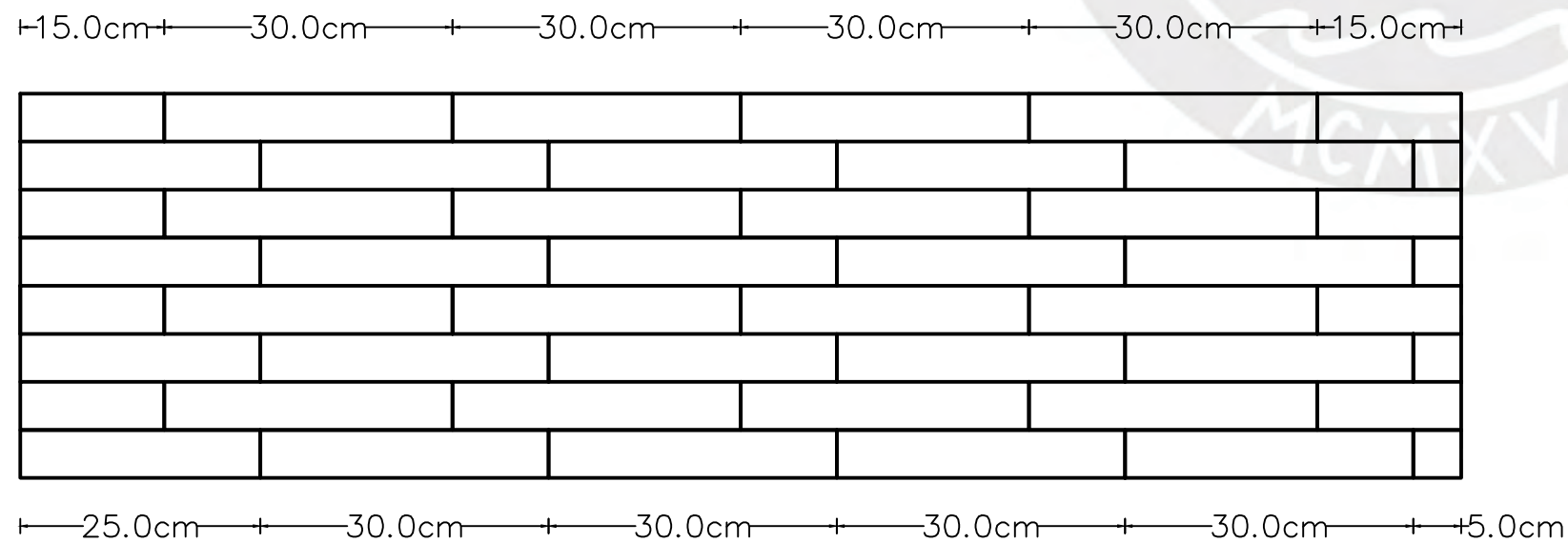
VISTA HORIZONTAL



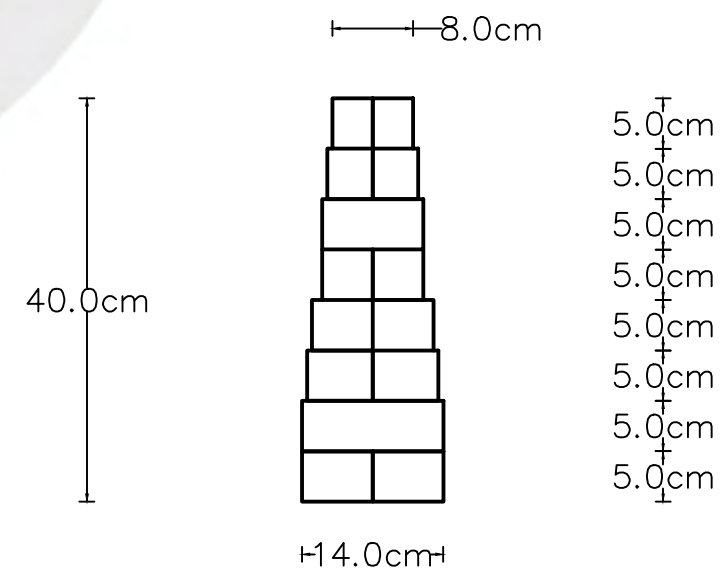
Observación adicional:

1. El traslape entre unidades de filas consecutivas es de 10 cm.

VISTA FRONTAL



VISTA DE PERFIL



NOMBRE DEL PLANO
Arreglo 2 Variante 2

NOMBRE DE LA TESIS

Análisis de la influencia del aparejo de unidades de pircas en la respuesta estructural ante cargas perpendiculares al plano mediante ensayos a escala reducida

DIBUJADO POR
Geraldine Lizbeth Jaimes Cucho

REVISADO POR
Sandra Santa Cruz Hidalgo

UNIDADES
cm.

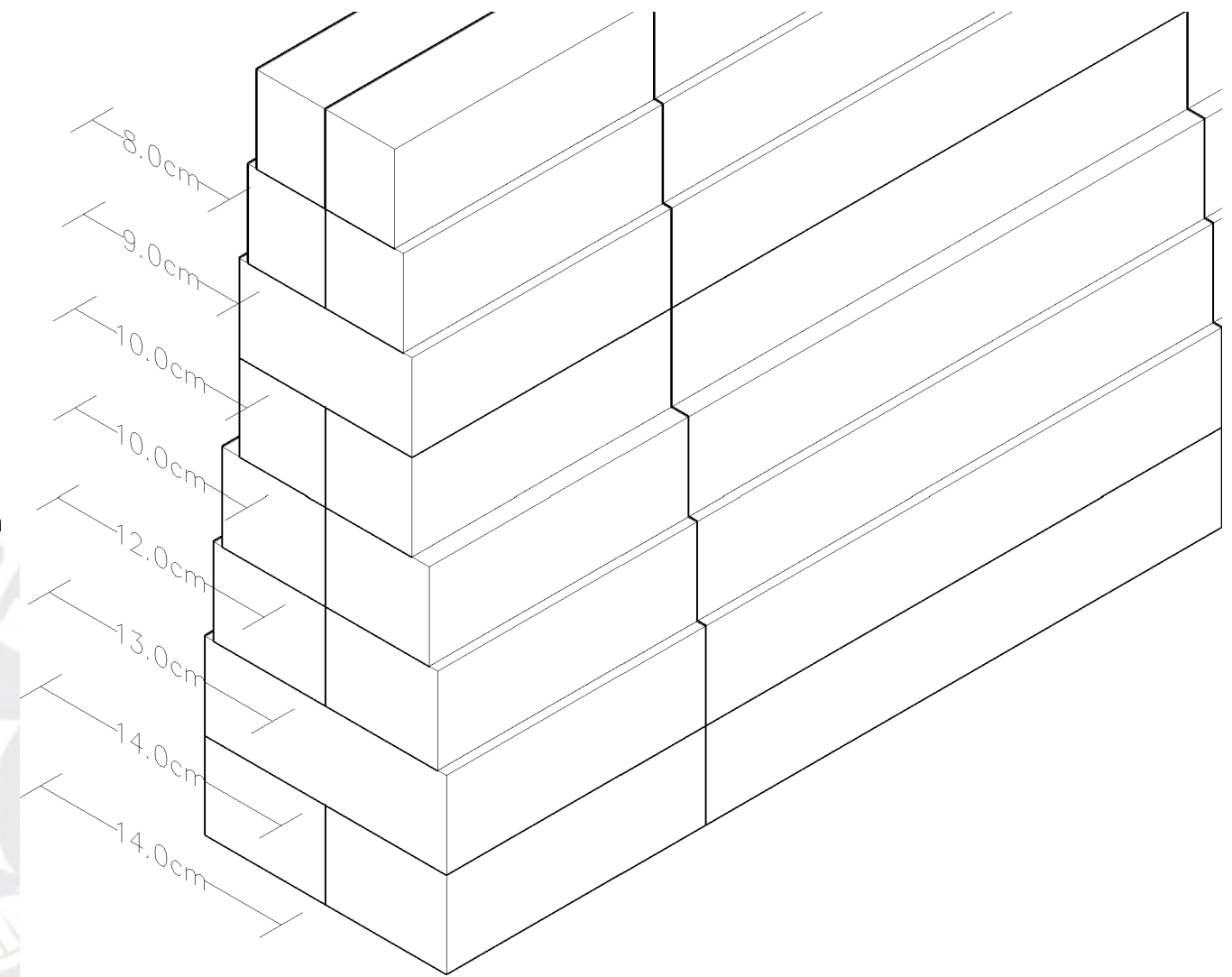
ESCALA
1:7.5



PLANO

A2V2

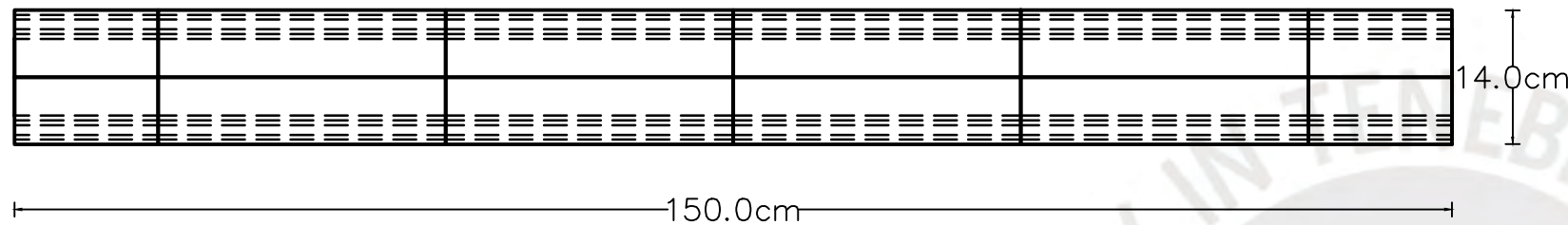
DIBUJO ISOMÉTRICO



Observaciones:

1. El ancho de las piedras partidas corresponden a la mitad de las dimensiones señaladas en el dibujo isométrico
2. El dibujo isométrico no está a la escala indicada

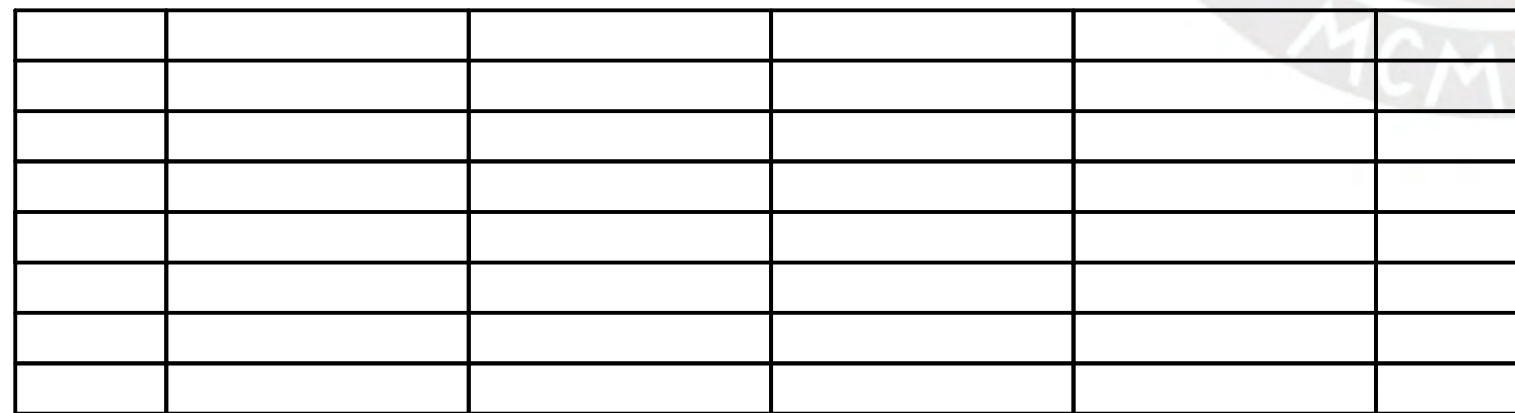
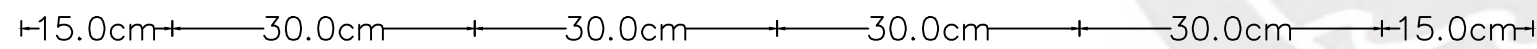
VISTA HORIZONTAL



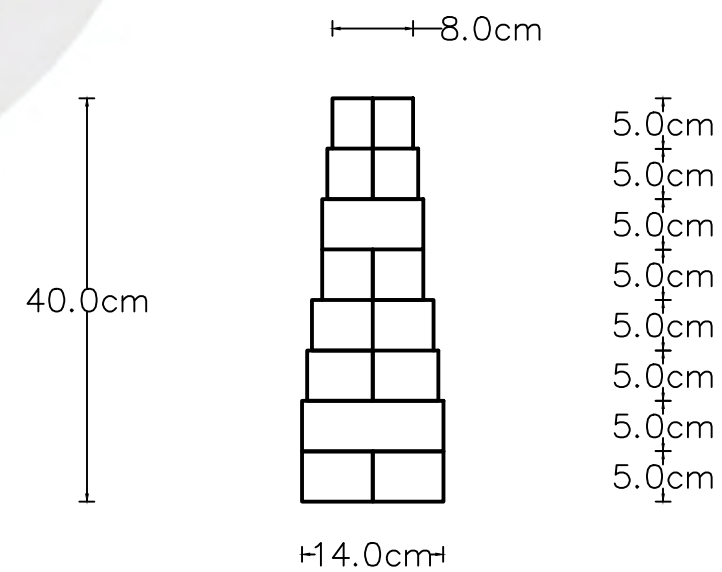
Observación adicional:

1. El traslape entre unidades de filas consecutivas es nulo.

VISTA FRONTAL



VISTA DE PERFIL



NOMBRE DEL PLANO
Arreglo 2 Variante 3

NOMBRE DE LA TESIS

Análisis de la influencia del aparejo de unidades de pircas en la respuesta estructural ante cargas perpendiculares al plano mediante ensayos a escala reducida

DIBUJADO POR
Geraldine Lizbeth Jaimes Cucho

REVISADO POR
Sandra Santa Cruz Hidalgo

UNIDADES
cm.

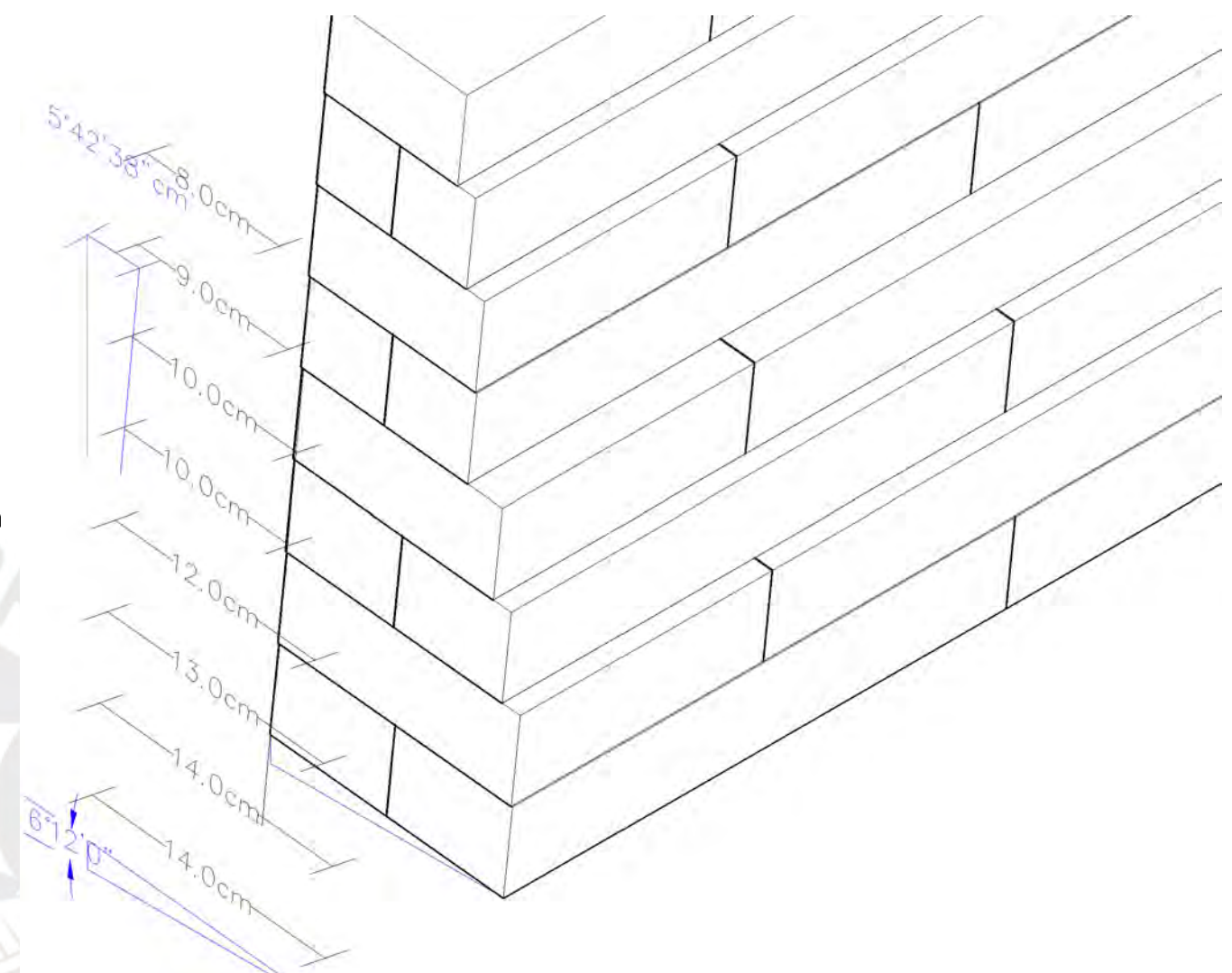
ESCALA
1:7.5



PLANO

A2V3

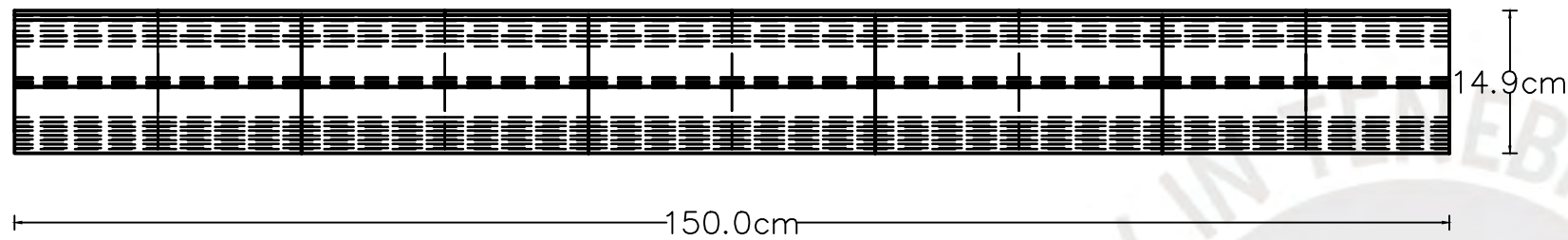
DIBUJO ISOMÉTRICO



Observaciones:

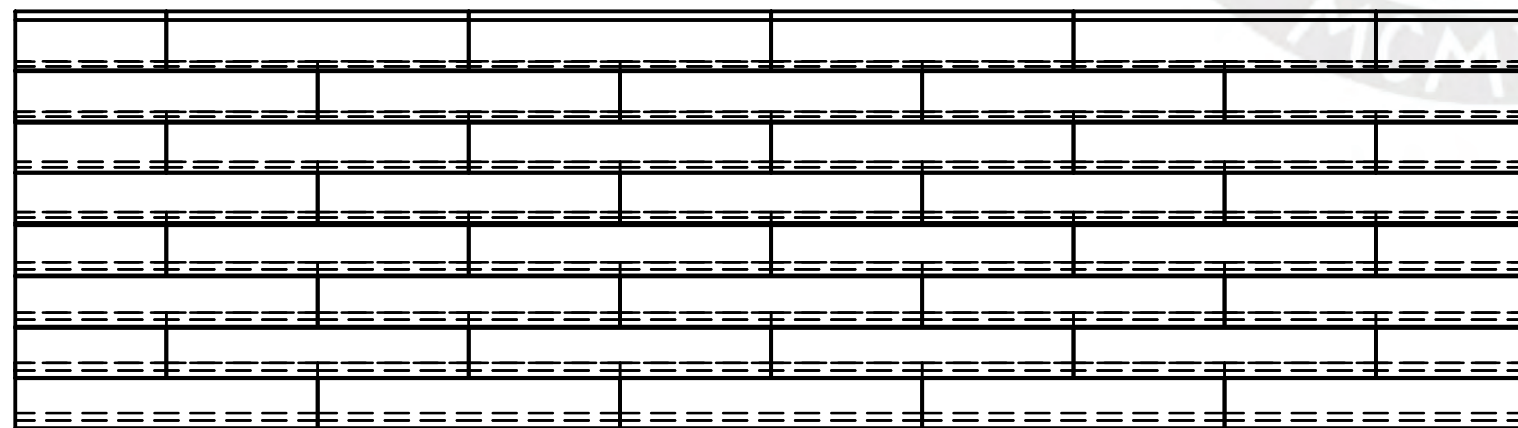
1. El ancho de las piedras partidas corresponden a la mitad de las dimensiones señaladas en el dibujo isométrico
2. El dibujo isométrico no está a la escala indicada

VISTA HORIZONTAL

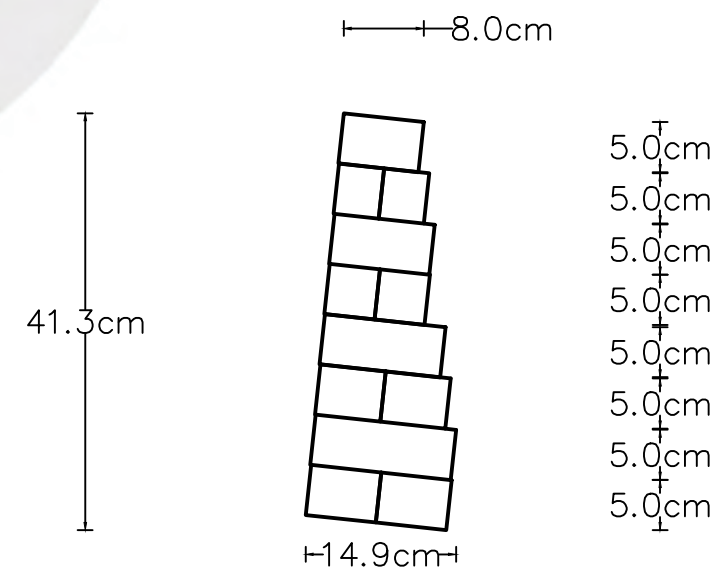


VISTA FRONTAL

+15.0cm+ 30.0cm + 30.0cm + 30.0cm + 30.0cm +15.0cm+



VISTA DE PERFIL



NOMBRE DEL PLANO
Arreglo 3 Variante 1

NOMBRE DE LA TESIS

Análisis de la influencia del aparejo de unidades de pircas en la respuesta estructural ante cargas perpendiculares al plano mediante ensayos a escala reducida

DIBUJADO POR
Geraldine Lizbeth Jaimes Cucho

REVISADO POR
Sandra Santa Cruz Hidalgo

UNIDADES
cm.

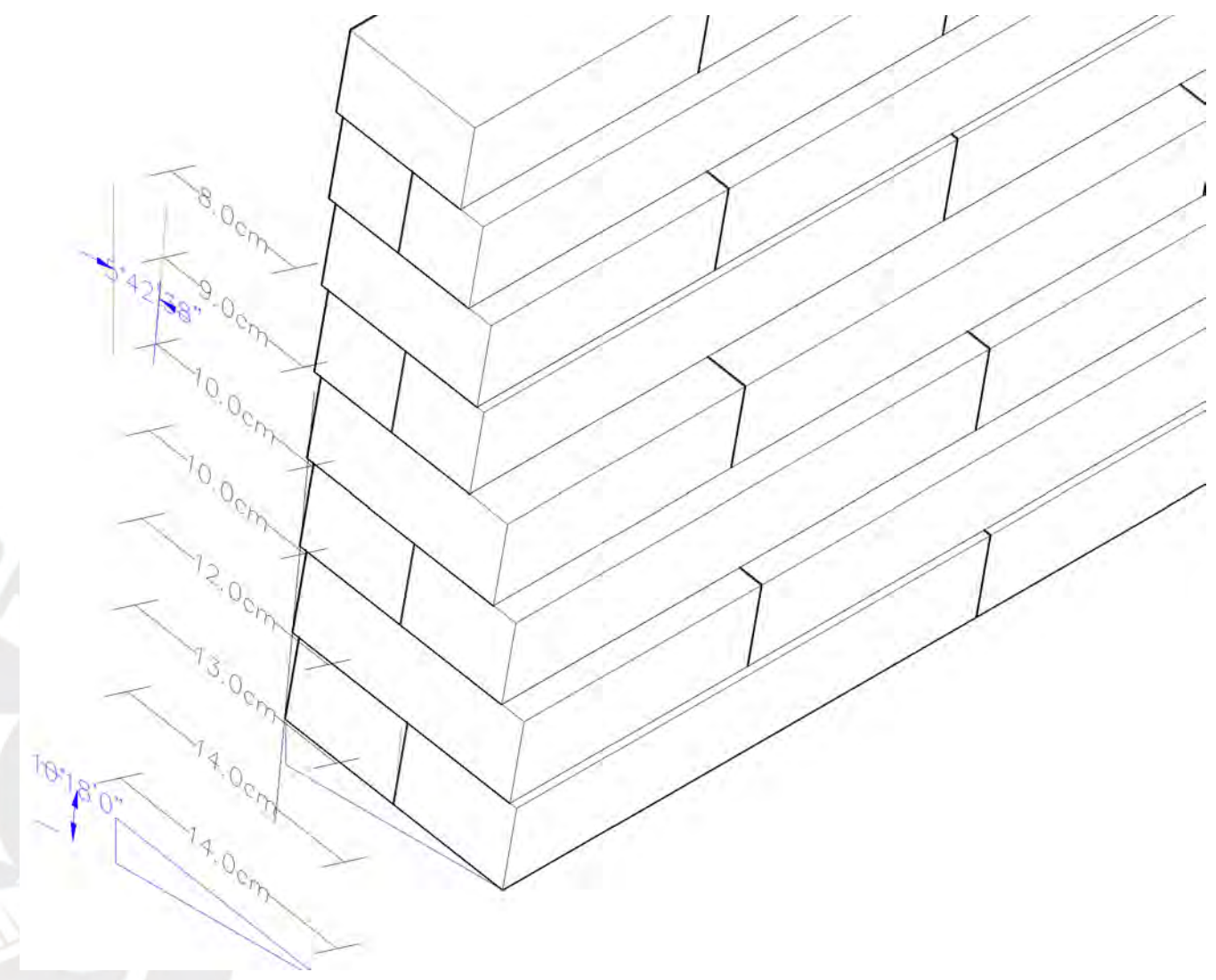
ESCALA
1: 7.5



PLANO

A3V1

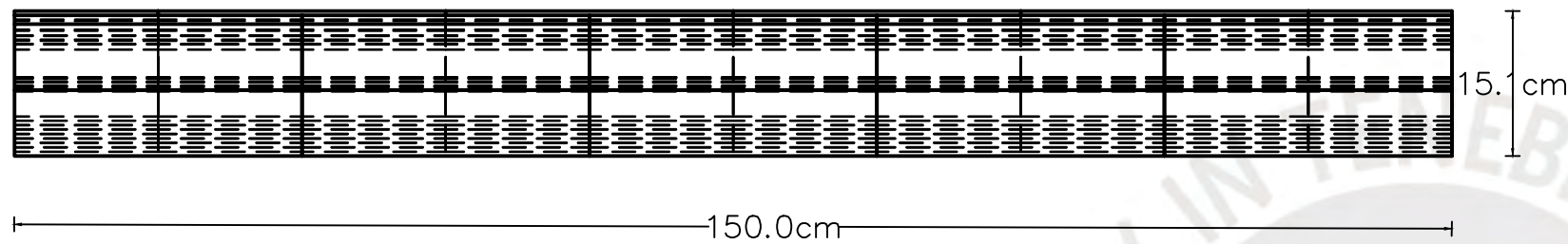
DIBUJO ISOMÉTRICO



Observaciones:

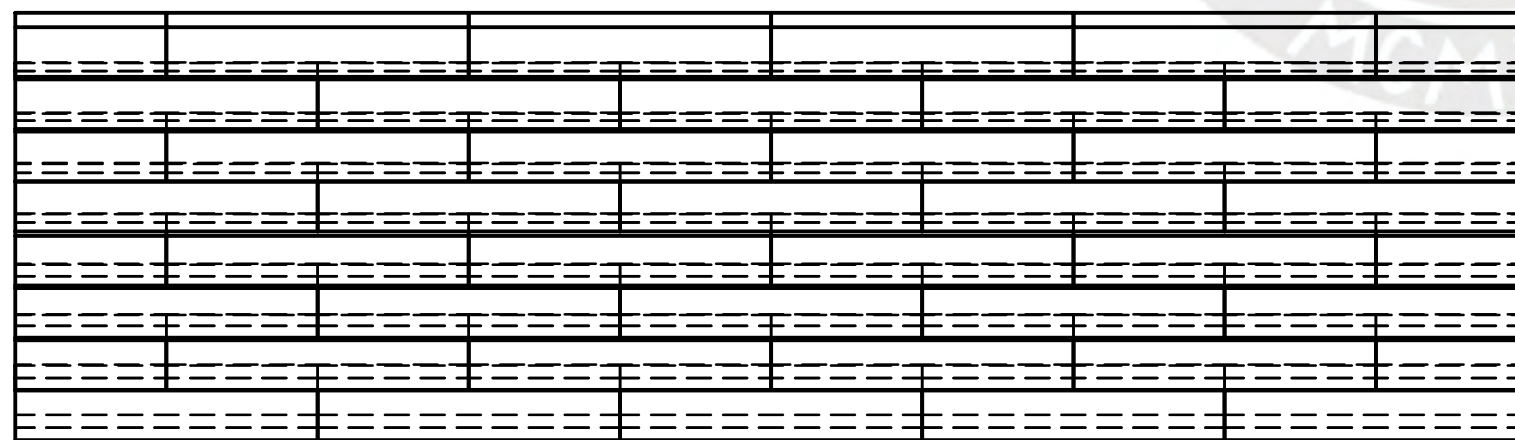
1. El ancho de las piedras partidas corresponden a la mitad de las dimensiones señaladas en el dibujo isométrico
2. El dibujo isométrico no está a la escala indicada

VISTA HORIZONTAL

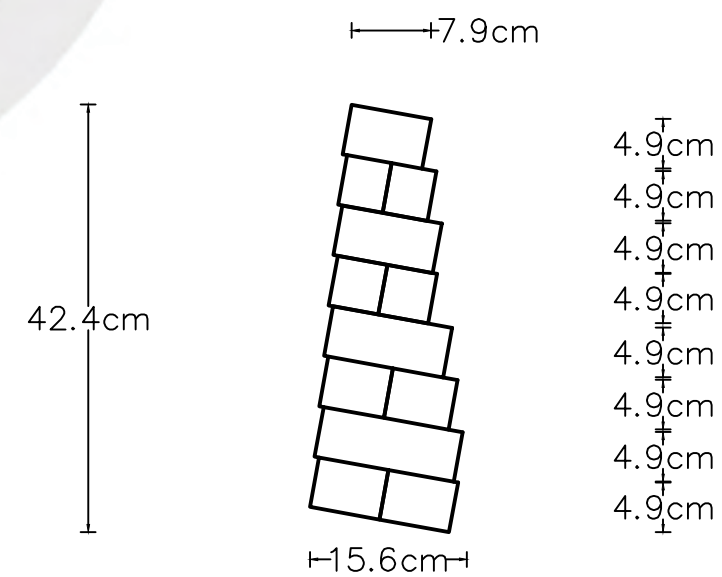


VISTA FRONTAL

+15.0cm+ 30.0cm + 30.0cm + 30.0cm + 30.0cm +15.0cm+



VISTA DE PERFIL



NOMBRE DEL PLANO
Arreglo 3 Variante 2

NOMBRE DE LA TESIS

Análisis de la influencia del aparejo de unidades de pircas en la respuesta estructural ante cargas perpendiculares al plano mediante ensayos a escala reducida

DIBUJADO POR
Geraldine Lizbeth Jaimes Cucho

REVISADO POR
Sandra Santa Cruz Hidalgo

UNIDADES
cm.

ESCALA
1:7.5



PLANO

A3V2

ANEXO B: FABRICACIÓN DE LAS UNIDADES DE CONCRETO

1.1 Elección del material de las unidades

Las pircas están hechas de piedras. Por ello, la aspiración era el uso de este material. Dado que, en esta investigación, se ha controlado las dimensiones, se buscó piedras planas y se hicieron las consultas sobre la dificultad en el corte de las mismas. Se llegó a la conclusión de que satisfacer estas dos condiciones no eran factibles. Es por ello que, se optó por el uso de concreto, dado que es un material que busca asimilarse al comportamiento de una piedra.

1.2 Dosificación de la mezcla

Para el diseño de la mezcla, se ha usado la dosificación propuesta por el CISMID (2001) para adoquines de concreto. La dosificación en volumen es 1:3:1 para cemento, arena y confitillo, respectivamente.

1.3 Materiales, herramientas y equipo

La Tabla muestra los materiales, herramientas y equipo usados en el proceso de fabricación del encofrado.

Tabla A1

Materiales, herramientas y equipos para la fabricación del encofrado

Material/herramienta/equipo	Descripción
Madera	En listones de 1''x3''x10.5'
Tornillos	Para armar y ajustar el encofrado
Cinta	Ancha para pegar el plástico al encofrado
Plástico	Grueso y transparente
Taladro	Permite atornillar y desatornillar (desencofrado)

Nota. Elaboración propia.

Por su parte, la Tabla A y la Tabla muestran los materiales y las herramientas usados en el proceso de fabricación del concreto.

Tabla A2

Materiales para la fabricación de concreto

Material	Descripción
Cemento	Tipo I. Cemento Sol.
Arena	Gruesa
Confitillo	Piedra chancada
Agua	Potable

Nota. Elaboración propia.

Tabla A3

Herramientas para la fabricación de concreto

Herramienta	Descripción
Lampa	Para mezclar el concreto
Badilejos	Uno pequeño para vaciar, y otro grande para vaciar y mezclar
Cilindro	Para hacer la mezcla y almacenarlo durante la jornada laboral
Martillo de goma	Para vibrar el concreto
Mesa	Funciona como superficie plana para la cara inferior del concreto

Nota. Elaboración propia.

Además del martillo de goma como herramienta, se empleó palitos de madera en los encofrados más pequeños en donde el martillo no podía ingresar como en las unidades de 5 cm de ancho.

Procedimiento de fabricación

1.3.1 Fabricación del encofrado.

Dado que las unidades tienen distintas dimensiones, fue necesario agruparlas entre quienes tenían una longitud igual. La Figura A1 muestra dicha organización. De acuerdo al diseño, se planificó reusar cuatro veces los encofrados grandes y dos veces los encofrados pequeños para satisfacer la cantidad de unidades demandadas. En el trabajo de campo fueron necesarias hasta dos reúsos adicionales de los encofrados más grandes por la mayor demanda de concreto. Asimismo, se emplearon moldes más pequeños para las unidades de 5x5x6.5, 5x5x5 y 5x5x4.5 centímetros.



Figura A1 Organización del encofrado por dimensiones

En primer lugar, se llevaron los listones a una maderera y se cortaron según el diseño. En esta etapa fue importante el control en las mediciones de las piezas cortadas con la finalidad de realizar una calibración de la cortadora de madera cada vez que fuera necesario. En segundo lugar, se organizaron las piezas y se unieron mediante tornillos con la ayuda de un taladro. Por último, se cortaron plásticos a la medida de los moldes y se pegaron a la base con cinta. Esto se hizo con el objetivo de evitar que el concreto se desparrame por la parte inferior durante el vaciado o la compactación.

1.3.2 Fabricación del concreto.

La fabricación del concreto fue *in-situ*. Previo a la fabricación en cantidad, se hicieron unidades de prueba con diferentes dosificaciones experimentales. Vea la Figura A2. Después de ello, se decidió usar la dosificación del CISMID (2001), así como sus recomendaciones, y propias consideraciones a medida que se realizaba más concreto.



Figura A2 *Especímenes de concreto con diferentes dosificaciones*

Como primer paso, se obtuvieron los materiales para la jornada del día. Para ello, se calcularon las cantidades necesarias, las cuales fueron medidas con envases y bandejas. Luego de ello se mezclaron los materiales con una cantidad de agua del 75% en volumen del cemento, aproximadamente. En la figura A3 se muestran algunos materiales dispuestos en el cilindro.



Figura 0 *Preparación de concreto*

Después de que la mezcla esté homogénea, se vacía el concreto en el encofrado con ayuda del badilejo y bandejas y se compacta por arriba y por los costados como muestra la figura A4.



Figura A4 *Vaciado y compactación de concreto*

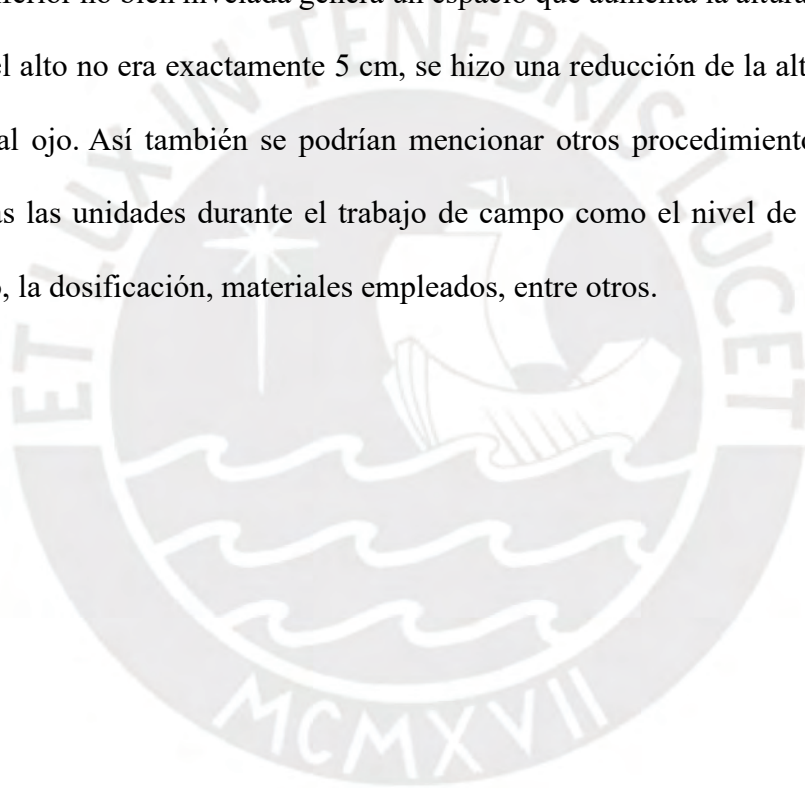
Posteriormente, se cubrieron los encofrados con plástico y encima se dispuso de una película de agua para evitar que el concreto pierda este líquido. Ambas últimas actividades, la del compactado y curado no fueron controladas. Finalmente, luego de algunos días, se desentornilla el listón más largo y se desencofran las unidades como muestra la Figura A5.



Figura A5 *Desencofrado de concreto*

1.4 Fuentes de error

Se comentan algunas fuentes de error tanto para el encofrado como para la fabricación de concreto. En cuanto al corte en la maderera, el error se produjo por la imprecisión en la toma de mediciones para el corte y, posiblemente, porque no se consideró el grosor de la máquina cortadora. El corte de 5 cm de alto es el más significativo, pero no el único: también afectó a las otras dimensiones. Por otra parte, en la elaboración de concreto se usó, además de una mesa, el piso, el cual era rugoso. Esta superficie inferior no bien nivelada genera un espacio que aumenta la altura del bloque. Ante ello y dado que el alto no era exactamente 5 cm, se hizo una reducción de la altura estimado con wincha y luego al ojo. Así también se podrían mencionar otros procedimientos que no fueron iguales para todas las unidades durante el trabajo de campo como el nivel de compactación, el tiempo de curado, la dosificación, materiales empleados, entre otros.



ANEXO C: VIDEO DE ENSAYOS

