

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL PERÚ**

ESCUELA DE POSGRADO



Caracterización de las propiedades mecánicas y modelado numérico del comportamiento sísmico de sistemas de mampostería utilizando Bloques ensamblables de Tierra Comprimida (BTC) reforzados con geomallas

Tesis para obtener el grado de Magíster en Ingeniería Civil con mención en Estructuras Sismorresistentes que presenta:

Smith Kevin Huamani Rojas

Tesis para obtener el grado de Magíster en Ingeniería Civil con mención en Diagnóstico y Reparación de Construcciones Patrimoniales y Existentes que presenta:

Rossemay Enciso Castro

Asesor:

Rafael Aguilar Velez, PhD.

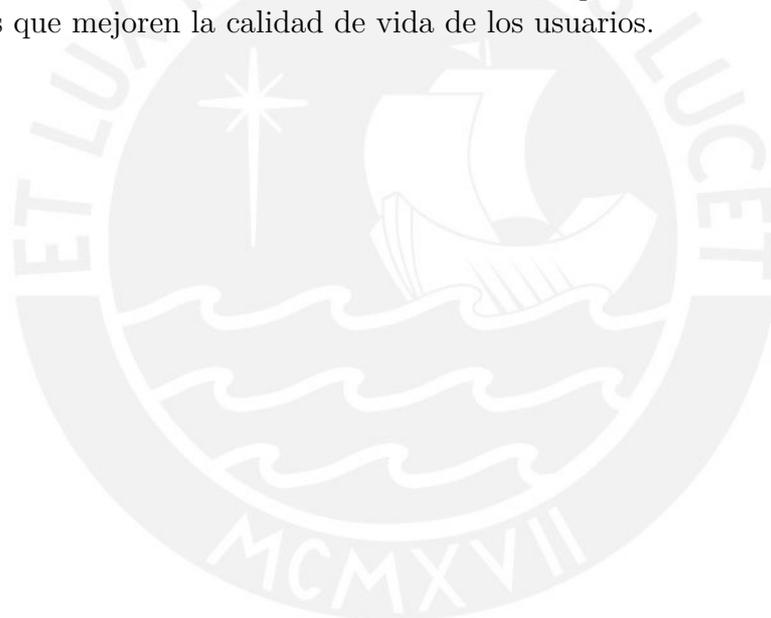
Lima, 2022

Resumen

Caracterización de las propiedades mecánicas y modelado numérico del comportamiento sísmico de sistemas de mampostería utilizando Bloques ensamblables de Tierra Comprimida (BTC) reforzados con geomallas

La tierra es considerada como uno de los materiales más antiguos usados en la construcción y continúa utilizándose en países desarrollados y en proceso de desarrollo. Diversas investigaciones se enfocan en proponer metodologías que permitan incrementar la resistencia de la tierra ante fenómenos sísmicos con la finalidad de brindar sistemas constructivos eficientes, económicos y sostenibles. Un ejemplo de ello es la mampostería de bloques de tierra comprimida (BTC) los cuales actualmente han ganado gran notoriedad en países europeos y de América Latina al presentar una resistencia mecánica óptima, alta durabilidad y buenas prestaciones acústicas y térmicas. Adicionalmente, se estudian métodos para la estabilización del suelo con el objetivo de mejorar las propiedades mecánicas de las unidades de BTC, y para el reforzamiento sísmico del sistema de albañilería. En este trabajo se desarrolló una propuesta de lineamientos para la fabricación, diseño y construcción de viviendas usando BTCs ensamblables y estabilizados con cemento y cal, además de presentar una propuesta de reforzamiento sísmico para regiones de alta sismicidad. El trabajo inicia con una revisión bibliográfica sobre el uso de BTCs en la construcción para luego realizar el estudio de las propiedades físicas, químicas y mineralógicas del suelo original para su correcto mejoramiento utilizando material granular. Posteriormente se realizó la caracterización física y mecánica de las unidades y de los sistemas de albañilería de BTCs, respectivamente. Se realizaron ensayos de corte cíclico en el plano y análisis numéricos no lineales para evaluar la efectividad del reforzamiento sísmico planteado. De acuerdo a la evaluación de las dosificaciones óptimas y caracterización mecánica de unidades, la dosificación con un aporte del 7.5 % de cal y 2.5 % de cemento, respecto al peso de secos, resultó ser gran opción que sustituye a la dosificación con un aporte del 10 % de cemento, respecto al peso de secos, para la fabricación de unidades. Los bloques fabricados con la dosificación que incluyen cal y cemento presentaron una resistencia a compresión que superó el valor mínimo de 1.5MPa de acuerdo a la norma española UNE-41410 (2008), y de 1.0 MPa según la norma peruana de adobe Norma E.080 (2006). Asimismo, los ensayos realizados a los sistemas estructurales de pilas de BTC con bloques estabilizados con cal y cemento permitieron evaluar el comportamiento de los sistemas de encastre ante esfuerzos de compresión y de corte dando resultados eficaces presentando un coeficiente

de determinación igual a $R^2 = 0.98$. Asimismo, durante el ensayo de compresión no se observó pérdida de material en las caras libres de los prismas ante los esfuerzos generados, y las unidades recuperadas aún presentaban el sistema de encastre. Los resultados obtenidos del ensayo de corte cíclico ejecutados en muros de BTC con y sin refuerzo de geomallas mostraron que el patrón de grietas generado se dispersó a lo largo de las caras de los muros en las derivas más bajas, afectando sólo a bloques individuales. En los muros reforzados se concretaron daños en las esquinas de los muros creando macrobloques, mientras que en los muros sin refuerzo el patrón de fisuras muestra una concentración de daños en las esquinas y en la parte central del muro dando origen a una típica falla por corte, la cual era la esperada y no se generaron indicios de fallas por volteo. Como parte de los trabajos a futuro, se pretende elaborar un manual didáctico con pautas específicas para construir viviendas óptimas y seguras en zonas de gran sismicidad. Teniendo en cuenta que en el Perú la construcción con tierra es una técnica que aún se practica de manera artesanal, este trabajo sentará las bases para la implementación de un nuevo sistema de construcción que ofrezca viviendas seguras y ecoamigables que mejoren la calidad de vida de los usuarios.



Agradecimientos

Agradecemos al Consejo Nacional de Ciencia, Tecnología e Innovación Tecnológica (CONCYTEC) quienes dieron su apoyo para la ejecución del proyecto: "BTC Ensamble: Implementación de lineamientos para la construcción de edificaciones con bloques ensamblables de tierra comprimida que sirvan como una solución de construcción económica y segura para las viviendas localizadas en regiones"(Convenio N°130-2018), cuya financiación ha permitido el desarrollo de nuestra tesis. Asimismo, agradecemos al doctor Rafael Aguilar Vélez, quien aceptó asesorar nuestro proyecto de investigación de maestría y nos guió durante este proceso. Agradecemos a nuestros compañeros del laboratorio de Engineering & Heritage del departamento de Ingeniería Civil de la PUCP quienes nos brindaron apoyo y aliento durante la realización de nuestra tesis.

En particular, yo Rossemary Enciso agradezco a la Beca Ángel San Bartolomé y a la Maestría en Ingeniería Civil de la PUCP por permitirme desarrollar mi proyecto de investigación y que gracias a ello pude adquirir mayores conocimientos en el área de nuevos materiales, así como en el estudio de sistemas de albañilería de tierra, los cuales son sustanciales para seguir reforzando mi formación como investigadora. De manera especial, quiero agradecer a mi familia por ser un constante apoyo en estos años.

En particular, yo Kevin Huamani agradezco a la Maestría en Ingeniería Civil y la PUCP por permitirme desarrollar el proyecto de investigación, afianzar mis conocimientos técnicos de materiales de construcción, construcciones sismoresistentes e investigación. Finalmente, agradecer a mi familia por el apoyo y amistades.

Lista de símbolos

A_b	Área de sección de bloque	mm^2
c	Cohesión	N/mm^2
E	Módulo de elasticidad	N/mm^2
E_b	Módulo de elasticidad de bloque	N/mm^2
f_c	Resistencia a la compresión	N/mm^2
f_t	Resistencia a la tracción	N/mm^2
f_u	Resistencia última	N/mm^2
$f_{c,30\%}$	30 % de la resistencia a la compresión	N/mm^2
G	Módulo de corte	N/mm^2
G_c	Energía de fractura a la compresión	N/mm
G_f^I	Energía de fractura modo I	N/mm
G_f^{II}	Energía de fractura modo II	N/mm
G_t	Energía de fractura a la tracción	N/mm
k_n	Rigidez normal de la interfase	N/mm^3
k_t	Rigidez tangencial de la interfase	N/mm^3
β	Factor de retención de corte	—
γ	Distorsión	—
δ	Desplazamiento	—
Δu	Desplazamiento relativo horizontal	mm
Δu_n	Desplazamiento normal relativo horizontal	mm
Δu_t	Desplazamiento tangencial relativo horizontal	mm
ε	Deformación unitaria	—
ν	Coefficiente de Poisson	—
ρ	Densidad	kg/m^3
σ	Esfuerzo normal	N/mm^2
τ	Esfuerzo de corte	N/mm^2
ϕ	Ángulo de fricción interna	N/mm^2
φ	Ángulo de dilatancia	N/mm^2

Índice general

Resumen	ii
Agradecimientos	iv
Lista de símbolos	v
Índice general	vi
Índice de figuras	ix
Índice de tablas	xiv
1. Introducción	1
1.1. Antecedentes y justificación	1
1.1.1. Antecedentes	1
1.1.2. Justificación	3
1.1.3. Aporte de las menciones	3
1.2. Objetivos de la tesis	4
1.2.1. Objetivo principal	4
1.2.2. Objetivos específicos	4
1.3. Metodología	4
1.4. Organización de la tesis	7
2. Estado del arte - Construcción con BTC	8
2.1. Bloques de tierra comprimida	8
2.2. Análisis del suelo para la fabricación de Bloques de Tierra Comprimida (BTC)	8
2.3. Características geométricas de los bloques de tierra comprimida	13
2.4. Proceso de fabricación de bloques de tierra comprimida	15

2.4.1.	Construcción con BTCs	19
2.5.	Comportamiento mecánico de Bloques de tierra comprimida	20
2.5.1.	Resistencia a la compresión	21
2.5.2.	Resistencia a la tracción	23
2.5.3.	Resistencia al corte	24
2.5.4.	Comportamiento sísmico del sistema con BTC y BTCE	26
3.	Estado del arte - Modelado numérico de mampostería	28
3.1.	Introducción	28
3.2.	Método de elementos finitos	30
3.3.	Estrategias de micro modelado	31
3.4.	Modelado de mampostería	33
3.4.1.	“Modelo Total Strain Crack”	33
3.4.2.	Interfaz entre unidades	34
3.5.	Propiedades de la mampostería para modelado	36
3.5.1.	Propiedades de bloques	36
3.5.2.	Propiedades de la interfaz entre bloques	37
3.6.	Aplicaciones de micro modelado en mampostería	37
3.6.1.	Mampostería de tierra	37
3.6.2.	Mampostería reforzada	40
4.	Caracterización experimental de BTCs	44
4.1.	Introducción	44
4.2.	Estudio de la materia prima y propuesta de dosificaciones	44
4.2.1.	Estudio de la materia prima	44
4.2.2.	Caracterización física	46
4.2.3.	Evaluación de dosificaciones	57
4.3.	Caracterización mecánica de BTC	59
4.3.1.	Producción de unidades de BTC simples y estabilizados	59
4.3.2.	Dosificaciones para la fabricación de unidades	61
4.3.3.	Caracterización mecánica a compresión de bloques	61
4.3.4.	Caracterización mecánica a flexión de bloques	65
4.3.5.	Análisis de resultados	69
4.4.	Caracterización matriz de tierra estabilizada	70
4.4.1.	Resistencia a la compresión	70
4.4.2.	Flexión en tres puntos	72

5. Caracterización mecánica del sistema de BTCs	74
5.1. Introducción	74
5.2. Comportamiento a compresión en pilas	74
5.2.1. Patrones de falla	75
5.2.2. Resultados	79
5.3. Comportamiento de la interfaz entre bloques	84
5.3.1. Patrones de falla	86
5.3.2. Resultados	91
5.4. Ensayos de corte en el plano de muros	93
5.4.1. Descripción de especímenes	93
5.4.2. Construcción de muros	94
5.4.3. Ensayo de corte cíclico	105
5.5. Discusión de resultados	113
5.5.1. Ensayo de compresión uniaxial	113
5.5.2. Ensayo de resistencia al corte en pilas	114
5.5.3. Ensayo de corte en el plano en muros	114
6. Propiedades numérica del sistema de BTCs	116
6.1. Introducción	116
6.2. Propiedades mecánicas de los componentes del sistema estructural	116
6.2.1. Propiedades de bloques	116
6.2.2. Propiedades de la interfaz	118
6.3. Micro-modelado de muros de mampostería de BTC	119
6.3.1. Implementación	119
6.3.2. Calibración	122
6.3.3. Resultados	125
6.4. Micro-modelado de muros de mampostería de BTC reforzado con geo- mallas	129
6.4.1. Implementación del modelo numérico	129
6.4.2. Calibración	131
6.4.3. Resultados	132
6.5. Discusión de resultados	136
Conclusiones	137
Bibliografía	142

Índice de figuras

2.2. (a) Región ideal donde se debe encontrar la curva granulométrica y (b) zona recomendada para diagrama de plasticidad de suelos (UNE-41410, 2008).	10
2.3. Prueba del (a) “cigarro” (Ramos et al., 2014) y de la (b) “bolita” (Blondet et al., 2011).	12
2.6. Equipos utilizados para la fabricación de BTCs: (a) mezcladora de eje vertical. (b) máquina Eco-Brava (Alvarez, 2018).	16
2.7. (a) Tamizado del suelo para luego ser mejorado, (b) Mezcla de materiales, (c) fabricación de BTC con la máquina Eco-Brava y (d) BTCs recién fabricado (Alvarez, 2018).	16
2.8. Distribución de construcciones de tierra	19
2.10. Diseño de prensas para la producción de BTC: (a) Prensa Manual mecánica y (b) Prensa hidráulica motorizada (Adam, 2001).	20
2.11. (a) Ensayo de compresión uniaxial en bloques y (b) resultados de Esfuerzo de compresión versus deformación unitaria (Alvarez, 2018).	22
2.12. (a) Ensayo de compresión uniaxial en prismas y (b) resultados de Esfuerzo de compresión versus deformación unitaria (Alvarez, 2018).	22
2.14. (a) Ensayo de corte cíclico en muros y (b) resultados de Fuerza lateral versus deriva (Qu et al., 2015).	26
3.1. Enfoques de modelado numérico: (a) Micro-modelación detallada; (b) micro-modelación simplificada; y (c) macro-modelación (Lourenço, 1996).	28
3.3. Estrategias de micro-modelado simplificado (Petraçca et al., 2017).	31
3.5. Ley constitutiva del Total Strain Crack model para (a) compresión Parabólico, (b) tracción Exponencial y (c) Reducción del módulo de corte (DIANA, 2015).	34
3.6. Mecanismos de falla: (a) Agrietamiento en la junta, (b) deslizamiento en la junta horizontal, (c) agrietamiento en las unidades, (d) agrietamiento diagonal y (e) división de unidades (Lourenço & Rots, 2002).	35
3.7. (a) Modelo de fricción de interfaces (Senthivel & Lourenço, 2009) y (b) Ley constitutiva de tracción (Miccoli et al., 2015a).	35

3.8.	a)Malla de elementos finitos del micro modelo de prisma y (b) ,y comparación de los resultados resultado numérico con la envolvente experimental.	38
3.9.	a)Malla de elementos finitos del micro modelo de murete y (b) ,y comparación de los resultados resultado numérico con la envolvente experimental.	38
3.10.	(a) Resultados de estado de deformación numérico, (b) experimental y (c) comparación de curvas de capacidad experimentales y numéricas (Senthivel & Lourenço, 2009).	39
3.11.	(a) Resultados de estado de esfuerzos finales del micro modelo y (b) validación de los resultados del modelo con los experimentales (Ben Ayed et al., 2016).	40
3.12.	(a) Resultados de estado de agrietamiento final experimental y numérico (a) muerte son refuerzo (b) reforzado en un solo lado (c) y reforzado en ambos lados (Basili et al., 2016).	42
4.1.	a) Suelo procedente de Ventanilla y b) suelo procedente de Carabayllo.	45
4.2.	Esquema de los puntos de extracción de muestras del suelo.	45
4.3.	Muestras a) T-1, b) T-2 y c) T-3 extraídas de M-1, M-2 y M-3 respectivamente.	46
4.4.	Juego de mallas para tamizar el material (a) retenido y el (b) que pasa por la malla #10.	47
4.5.	(a) Muestras de 65 gr de suelo fino y mezcladas con la solución de hexa-metafosfato de sodio. (b) y (c) Mezcla colocada en la licuadora añadiendo agua destilada.	47
4.6.	(a)Muestras agitadas del suelo fino. b) Toma de lecturas usando el hidrómetro.	48
4.10.	Ensayo de Limite Liquido (a) antes y (b) después de efectuar los golpes.	51
4.11.	Muestras del ensayo de Límite Líquido a) antes y b) después de ser llevadas al horno.	52
4.14.	Registro de los pesos de los picnómetros llenados con agua destilada.	54
4.15.	Fase inicial del ensayo de peso específico. a) Adición de las muestras de suelo a los picnómetros, b) remojo de muestras y c) extracción del aire atrapado.	55
4.18.	Curvas de trabajabilidad para las dosificaciones en estudio: (a) suelo de control y mezclas con cemento, y (b) mezclas de cemento con cal.	58
4.19.	a) Mezcla de materiales secos: suelo mejorado y estabilizantes, b) Adición del agua a la mezcla, c) y d) son la fabricación y obtención de medios bloques, e) y f) son la fabricación y obtención de bloques enteros.	60

4.20. a) Configuración del ensayo de compresión uniaxial para medios bloques y b) Ensayo de una muestra estabilizada con cemento y cal a 7 días de curado.	63
4.22. Curva de esfuerzo-deformación de BTC a los 28 días de edad (a) suelo de control, (b) mezclas con cemento SC10(100 %), y (c) mezclas de cemento y cal SCL10(25 %).	65
4.23. a) Configuración del ensayo de flexión en tres puntos para unidades de BTC, y b) Ensayo de una muestra estabilizada con cemento a 28 días de curado.	66
4.25. Curva de fuerza-deflexión de BTC a los 56 días de edad (a) suelo de control, (b) mezclas con cemento SC10(100 %), y (c) mezclas de cemento y cal SCL10(25 %).	68
4.26. a) Configuración del ensayo de compresión en especímenes cúbicos de mortero, y b) Ensayo de una muestra estabilizada con cemento y cal.	71
4.28. a) Configuración del ensayo de flexión en especímenes de mortero, y b) Ensayo de una muestra estabilizada con cemento y cal.	72
5.1. (a) Esquema de la instrumentación de especímenes usando LVDTs y (b) vista de del espécimen antes de ser ensayado.	75
5.2. Patrones de falla del ensayo de compresión en pilas P0: (a-c-e) fallas generadas en una de las caras longitudinales y (b-d-f) fallas generadas en la cara transversal.	76
5.3. Patrones de falla del ensayo de compresión en pilas PC: (a-c-e) fallas generadas en una de las caras longitudinales y (b-d-f) fallas generadas en la cara transversal.	77
5.4. Patrones de falla del ensayo de compresión en pilas PCL: (a-c-e) fallas generadas en una de las caras longitudinales y (b-d-f) fallas generadas en la cara transversal.	78
5.6. Curvas de esfuerzo de compresión versus deformación unitaria según los registros de los LVDTs de las pilas control: (a) Pila 1, (b) Pila 2 y (c) Pila 3.	80
5.7. Curvas de Esfuerzo a compresión versus deformación unitaria según los registros de los LVDTs de las pilas PC: (a) Pila 1, (b) Pila 2 y (c) Pila 3.	81
5.8. Curvas de Esfuerzo a compresión versus deformación unitaria según los registros de los LVDTs de las pilas PCL: (a) Pila 1, (b) Pila 2 y (c) Pila 3.	82
5.9. (a) Esquema de la instrumentación de especímenes usando LVDTs y (b) vista real del montaje para el espécimen antes de ser ensayado.	86
5.10. Patrones de falla en pila P0 bajo un esfuerzo de precompresión de 0.15 MPa: (a) grietas en la vista frontal de la pila y (b) fallas generadas en las unidades.	87

5.11. Patrones de falla en pila PCL bajo un esfuerzo de precompresión de 0.02 MPa: (a-c-e) grietas en la vista frontal de la pila y (b-d-f) fallas generadas en las unidades.	88
5.12. Patrones de falla en pila PCL bajo un esfuerzo de precompresión de 0.15 MPa: (a-c-e) grietas en la vista frontal de la pila y (b-d-f) fallas generadas en las unidades.	89
5.13. Patrones de falla en pila PCL bajo un esfuerzo de precompresión de 0.30 MPa: (a-c-e) grietas en la vista frontal de la pila y (b-d-f) fallas generadas en las unidades.	90
5.17. (a) Vista frontal del muro y vigas inferior y superior, (b) vista en corte del sistema con detalle de acero de las vigas y (c) detalle del acero longitudinal en las vigas.	96
5.18. a) Junta de mortero de cemento. Patrón de 5 hileras: b) 4 hileras en posición de doble soga con cierre de cabeza en los extremos y c) una hilera en posición de cabeza. d) Muro final de BTC sin refuerzo	97
5.19. Detalles durante el proceso constructivo de los muros sin refuerzo superficial.	98
5.20. Proceso constructivo de los muros reforzados con geomallas.	99
5.21. a) Fijación de la geomalla al muro (se observan los traslapes), b) Colocación del mortero estabilizados, c) Enrasado del mortero para cumplir con el espesor de 0.20 m y d) muro final con refuerzo superficial.	100
5.22. Izaje y traslado de los muros al área de ensayo.	100
5.23. Instrumentación y colocación de los LVDTs en los muros.	101
5.24. Configuración de la instrumentación del ensayo de corte cíclico en muros sin refuerzo: (a) vista frontal y (b) vista posterior.	102
5.25. Configuración de la instrumentación del ensayo de corte cíclico en muros sin refuerzo: (a) vista frontal y (b) vista posterior.	103
5.28. Registro de fallas generadas en los muros sin reforzamiento: (a) Fase 1, (b) Fase 2, (c) Fase 4, (d) Fase 6, (e) Fase 7, (f) Fase 9, y (g)-(h) Fase 10.107	
5.29. Registro de fallas generadas en los muros reforzados: (a) Fase 1, (b) Fase 3, (c) Fase 4, (d) Fase 7, (e)-(f) Fase 8, y (g)-(h) Fase 10.	108
5.30. Curvas histeréticas del ensayo de corte cíclico en el plano de los muros no reforzados: (a) M1 y (b) M2.	110
5.31. Curvas histeréticas del ensayo de corte cíclico en el plano de los muros reforzados: (a) M3 y (b) M4.	110
5.32. Curvas de capacidad generadas para los muros sin refuerzo (a) Muro 1 y (b) Muro 2.	111
5.33. Curvas de capacidad generadas para los muros reforzados con geomallas (a) Muro 3 y (b) Muro 4.	112

6.1. Los modelos constitutivos como (a) compresión uniaxial, (b) tracción y (c) frágil.	117
6.5. Repuesta del modelo numérico para una variación de: (a) f_t , (b) G_t y (c) β	124
6.6. Repuesta del modelo numérico para una variación de: (a) ϕ y (b) c . . .	125
6.8. Esfuerzos presentados en la interfaces del muro para el último estado de carga.	127
6.9. Capacidad de esfuerzos de corte presentados en la interfaces del muro para el último estado de carga.	128
6.10. Resultados finales de daño (a) experimental y (b) resultado de zona sujeta a mayores esfuerzos para el análisis numérico del modelado de muro.	129
6.14. Esfuerzos presentados en la interfaces del muro reforzado para el último estado de carga.	134
6.15. Capacidad de esfuerzos de corte presentados en la interfaces del muro para el último estado de carga.	135
6.16. Resultados finales de daño (a) experimental y (b) resultado de zona sujeta a mayores esfuerzos para el análisis numérico del modelado de muro reforzado.	135

Índice de tablas

2.1. Resumen de investigaciones sobre la caracterización física y mineralógica de BTC	11
2.2. Resumen de geometrías y tipología de BTCs	14
2.3. Normas nacionales e internacionales para la fabricación especímenes de tierra	18
3.1. Consideraciones, ventajas y desventajas de los enfoques de modelado numérico	29
3.2. Resumen de de investigaciones en modelado numérico de mampostería reforzada	43
4.1. Masa mínima solicitada para realizar el ensayo de contenido de humedad	53
4.2. Dosificaciones finales a usar para la fabricación de unidades	58
4.3. Número de especímenes fabricados para la caracterización mecánica de unidades	61
4.4. Dosificaciones para la fabricación de unidades de BTC	61
4.5. Resultados de propiedades mecánicas de BTCs bajo esfuerzos de flexión	69
4.6. Propiedades físicas del suelo	69
4.7. Resultados de propiedades mecánicas del mortero bajo esfuerzos de compresión	72
4.8. Resultados de propiedades mecánicas del mortero bajo esfuerzos de flexión	73
5.1. Cantidad de muestras fabricados para el ensayo de compresión uniaxial	74
5.2. Cálculo del esfuerzo a compresión promedio para las muestras	79
5.3. Cálculo del Módulo de elasticidad promedio para las muestras	83
5.4. Propiedades de las pilas Control, PC y PCL ensayadas a compresión uniaxial	84
5.5. Cantidad de muestras fabricadas para el ensayo de resistencia al corte inicial	85
5.6. Registro de las resistencias al corte f_v para los esfuerzos de confinamiento	91
5.7. Dosificación para la fabricación de unidades de BTC	94

5.8. Propiedades mecánicas de la geomalla Biaxial SX-4100	94
5.9. Dosificaciones para la fabricación de mortero	94
5.10. Dimensiones de los muros y vigas	95
5.11. Características de los sensores LVDTs en la instrumentación de los muros	102
5.12. Protocolo de carga	106
5.13. Resumen de los principales resultados de los ensayos de corte cíclico en los muros sin refuerzo y reforzados.	109
6.1. Propiedades mecánicas elásticas e inelásticas de bloques	121
6.2. Propiedades mecánicas elásticas e inelásticas de la interfaz entre bloques (Sturm, 2014)	121
6.3. Propiedades mecánicas elásticas e inelásticas de bloques calibrados . . .	126
6.4. Propiedades mecánicas elásticas e inelásticas de la interfaz entre bloques calibrados	126
6.5. Propiedades mecánicas elásticas e inelásticas de la matriz de refuerzo superficial iniciales	131
6.6. Propiedades mecánicas de la geomalla	131
6.7. Propiedades mecánicas elásticas e inelásticas de la matriz de refuerzo superficial calibrados	132

Capítulo 1

Introducción

En numerosas regiones del mundo, la tierra es el material disponible más abundante y económico, por lo que se ha utilizado durante siglos. Diversos estudios en la rama de la construcción sostenible apuntan a la investigación de nuevos materiales a partir del mejoramiento de la tierra como material predominante en sistemas estructurales. El proyecto de tesis en desarrollo tiene como alcance general el estudio del comportamiento mecánico del sistema de mampostería de BTC utilizando un reforzamiento superficial con geomallas. Como primer paso se realizó la caracterización física del suelo para conocer su composición granulométrica, sus propiedades físicas y la relación que tienen estos parámetros con las propiedades mecánicas de sistemas con BTC. Cabe mencionar que existen normas de países alrededor del mundo que brindan lineamientos para analizar la composición del suelo, así como la propuesta de soluciones para mejorar las propiedades físicas y lograr que el material sea apto para la fabricación de Bloques de tierra comprimida (BTC). Posteriormente se realizaron ensayos mecánicos a especímenes para conocer las principales propiedades mecánicas del de las unidades y del sistema reforzado. Asimismo, se efectuaron análisis numéricos mediante el uso de modelos computacionales que permiten evaluar el comportamiento mecánico ante sollicitaciones sísmicas. Toda la información desarrollada en este proyecto será suficiente para proponer lineamientos de construcción de sistemas estructurales sostenibles, durables y confortables que tengan un buen comportamiento sísmicos acorde a la realidad peruana.

1.1. Antecedentes y justificación

1.1.1. Antecedentes

Desde el desarrollo de las primeras civilizaciones hasta el día de hoy se ha usado la tierra como materia prima para la construcción de viviendas debido a que es uno de los materiales más abundantes en el planeta (Del Río & Sainz, 2011). En la actualidad se estima que más del 30 % de las construcciones en el mundo están hechas de tierra debido a que ofrece grandes ventajas tales como bajo costo, alta disponibilidad, facilidad en la producción, entre otras (Bei & Papayianni, 2003). Sin embargo, estas construcciones

no presentan un buen comportamiento frente a fenómenos sísmicos pues se considera a la tierra como un material frágil y pesado (Cid et al., 2011).

Diversos países han desarrollado propuestas de construcción y reforzamiento para construcciones de tierra con la finalidad de que la estructura mantenga un buen comportamiento ante sismos severos Costa et al. (2014). Un caso particular es el uso de bloques de tierra comprimida (BTC) que utiliza como materia prima a la tierra y su estudio data desde inicios del siglo XIX por parte del arquitecto Francois Cointeraux quien fabricó dichas unidades utilizando pisones manuales (Rocha, 2017). El uso de BTC en el rubro de la construcción ha ido evolucionando por lo que se ha estudiado arduamente su aporte a nivel social, económico y medioambiental (Danso H & Adu S, 2019). Investigaciones referidas a este tema tienen como propósito determinar propiedades física y mecánicas favorables de resistencia mecánica, alta durabilidad y buenas prestaciones térmicas y acústicas (Arteaga et al., 2011).

Países europeos y de América Latina han desarrollado manuales y normas para la construcción de viviendas utilizando BTCs simples y estabilizados con materiales tales como fibras naturales, cemento, yeso, cal, geopolímeros, entre otros. Asimismo, es necesario conocer el tipo de suelo a usar mediante una caracterización física en donde se emplean ensayos de laboratorio para conocer la composición integral del suelo original permitiendo un posible mejoramiento del suelo y una correcta estabilización de los bloques (Danso H & Adu S, 2019). Con respecto a los métodos disponibles para la caracterización mecánica del sistema de albañilería usando BTCs, según Heathcote (1991) es necesario realizar ensayos de compresión y flexión en las unidades y en los sistemas puesto que se debe conocer la resistencia con la que trabajará dicho bloque. Cabe mencionar que la capacidad en compresión de la mampostería de tierra se vincula directamente con la resistencia a la compresión de las unidades Morel et al. (2007). Otros parámetros a tener en cuenta son la densidad, resistencia a las heladas (durabilidad) y la absorción o retención del agua que pueden especificarse en el diseño Bui et al. (2009).

Países en todo el mundo siguen innovando en el proceso de fabricación y construcción con bloques BTCs pues se brindan viviendas seguras y económicas a poblaciones de escasos recursos. No obstante, en el Perú aún no se han definido lineamientos concretos para la construcción de viviendas usando BTCs ensamblables y estabilizados en zonas altamente sísmicas siendo esta metodología una opción relevante para ofrecer viviendas seguras que aumentan la calidad de vida del usuario y generan un alto grado de sostenibilidad en el rubro de la construcción.

Con respecto al desarrollo de modelos numéricos, Miccoli et al. (2015b) han reportado trabajos relacionados a la caracterización tanto experimental como numérica de mampostería de tierra bajo un enfoque de micro modelado de ensayos de compresión uniaxial y diagonal en muretes. Asimismo, Ben Ayed et al. (2016) ha trabajado en la caracterización completa de pilas de BTC interconectados (junta seca) de Túnez mediante ensayos y micro modelos de pilas. Ambos trabajos han demostrado el potencial de la herramienta numérica con resultados eficientes que permiten caracterizar el material en estudio de manera completa.

Asimismo, los trabajos realizados por parte del equipo de investigadores de la uni-

versidad Pontificia Católica del Perú respecto al uso del modelamiento numérico para analizar estructuras de adobe con y sin refuerzo han brindado información significativa del tema. Tal es el caso de la investigación de Tarque et al. (2014), en el que se realizó un estudio numérico de un modelo de edificio de adobe a escala real ensayado en una mesa sísmica. Los resultados obtenidos a partir del modelo de elementos finitos mostraron que el proceso de calibración es sustancial para la simulación del comportamiento sísmico y poder predecir la capacidad de las estructuras de adobe no reforzadas sometidas a cargas sísmicas. Por otro lado, Portugal & Tarque (2019), estudiaron el comportamiento de estructuras de tierra reforzada analizando un modelo de muro de adobe reforzado con geomalla en el que se idealizó la geomalla como un material lineal-elástico con un módulo elástico inicial equivalente, reproduciendo una relación tensión-deformación elasto-plástica no lineal con el objetivo de simular los ciclos histeréticos para un ensayo pushover cíclico real de un muro de adobe reforzado con geomalla y sometido a cargas dinámicas en la base y donde se simularon sismos de diversas magnitudes.

1.1.2. Justificación

Las Naciones Unidas estiman que la población mundial aumentará a 9 mil millones para el año 2050 y que su principal crecimiento será en África, Medio Oriente y la costa oeste de América siendo estas áreas donde más se construye con materiales tradicionales como la tierra (Naciones Unidas, 2015). Este material usado preferentemente para la construcción por ser económico y de fácil manejo presenta grandes inconvenientes ya que es frágil y pesado originando en la estructura un grado de vulnerabilidad significativo ante sismos severos. Esta problemática induce al estudio de nuevos sistemas constructivos y a la evaluación de las propiedades físicas y mecánicas para la generación de propuestas sobre la fabricación, diseño y construcción de viviendas que ofrezcan un buen comportamiento mecánico ante sismos fuertes usando bloques ensamblables de tierra comprimida (BTCs) estabilizados con cemento o cal. Asimismo, este estudio debe ser complementado con análisis numéricos para una comparativa de resultados y verificación del comportamiento estructuras ante cargas sísmicas. Cabe resaltar que, se debe asegurar la buena compatibilidad entre una ingeniería adecuada y el respeto hacia las costumbres constructivas de la zona.

1.1.3. Aporte de las menciones

Este proyecto de investigación es desarrollado por alumnos pertenecientes a dos menciones distintas del programa de Maestría en Ingeniería Civil: mención en “Diagnóstico y Reparación de Construcciones Patrimoniales y Existentes” y en “Estructuras Sismorresistentes”. El estudio de las construcciones de tierra es un tema altamente investigado debido que al ser considerado un material dúctil se analiza su capacidad estructural ante fenómenos sísmicos bajo el enfoque de estructuras sismorresistentes utilizando código o normas nacionales o internacionales. El resultado de estas dos visiones de la ingeniería permitirá conocer el comportamiento mecánico de sistemas estructurales construidos con bloques de tierra comprimida (BTC).

1.2. Objetivos de la tesis

1.2.1. Objetivo principal

El objetivo principal de este proyecto es proponer lineamientos para la construcción de viviendas usando para regiones de alta sismicidad bloques ensamblables de tierra comprimida (BTCs) estabilizados con cal y cemento, y con un reforzamiento superficial de geomallas.

1.2.2. Objetivos específicos

- Brindar un estado del arte sobre el uso de BTCs en la construcción de viviendas ubicadas en zonas altamente sísmicas, así como de los avances en los estudios realizados sobre modelamiento numérico de estructuras de tierra con y sin refuerzo.
- Realizar la caracterización física relativa a la selección y mejoramiento del material, y la producción de unidades de BTCs simples y estabilizados.
- Realizar la caracterización mecánica de unidades y de los sistemas de albañilería con BTCs simples y estabilizados.
- Validar numéricamente ensayos experimentales en muros utilizando modelos numéricos con elementos finitos.

1.3. Metodología

La metodología y plan de trabajo a seguir inicia con la revisión bibliográfica sobre el uso de bloques ensamblables de tierra comprimida (BTCs) en la construcción de viviendas ubicadas en zonas altamente sísmicas. El primer lugar se debe hacer una búsqueda extensiva de normativas internacionales y locales que brinden información sobre procedimientos disponibles para la fabricación de BTCs simples y estabilizados. Asimismo, se debe obtener información sobre el uso de reforzamiento superficial en viviendas mediante la incorporación de fibras, geosintéticos u otros materiales, así como análisis estructurales referidos a métodos numéricos que permitan estudiar el comportamiento sísmico en estructuras construidas con BTCs. En segundo lugar, se debe plantear un procedimiento para la selección y caracterización física de los materiales, y para la producción de unidades de BTCs ensamblables del tipo simples y estabilizados. Se realizan en laboratorio ensayos de granulometría por tamizado y sedimentación, ensayos de límite líquido y plástico, peso específico, contenido de humedad, ensayo químico de XRD y mineralógico XRF. Dichos ensayos permiten conocer las propiedades físicas del suelo base con el fin de mejorar y/o estabilizar dicho la materia prima con el propósito de obtener bloques óptimos durante la fabricación. Posteriormente se definen las dosificaciones óptimas de los estabilizantes de estudio (cemento y cal) para la fabricación de BTCs simples y estabilizadas. En tercer lugar, se debe realizar

la caracterización mecánica de unidades y de los sistemas de albañilería con simples y estabilizados. Como primer paso se deben fabricar los bloques simples y estabilizados t luego efectuar los ensayos mecánicos de compresión y flexión en tres puntos sobre las unidades de BTC. Asimismo, se deben fabricar los sistemas de albañilería como pilas las cuales serán sometidas a ensayos de compresión uniaxial y resistencia a corte inicial, y fabricar muros con y sin refuerzo superficial usando geomallas para posteriormente ser ensayados por corte cíclico. Finalmente, se debe realizar una validación numérica de los ensayos experimentales en pilas y muros utilizando modelos numéricos de elementos finitos bajo un análisis estático no-lineal. Se desarrollarán análisis numéricos utilizando micro y macro modelado para evaluar el comportamiento del sistema ante un sismo severo.

En la Figura. 1.1, se muestra el diagrama de flujo generado a partir de la metodología propuesta.



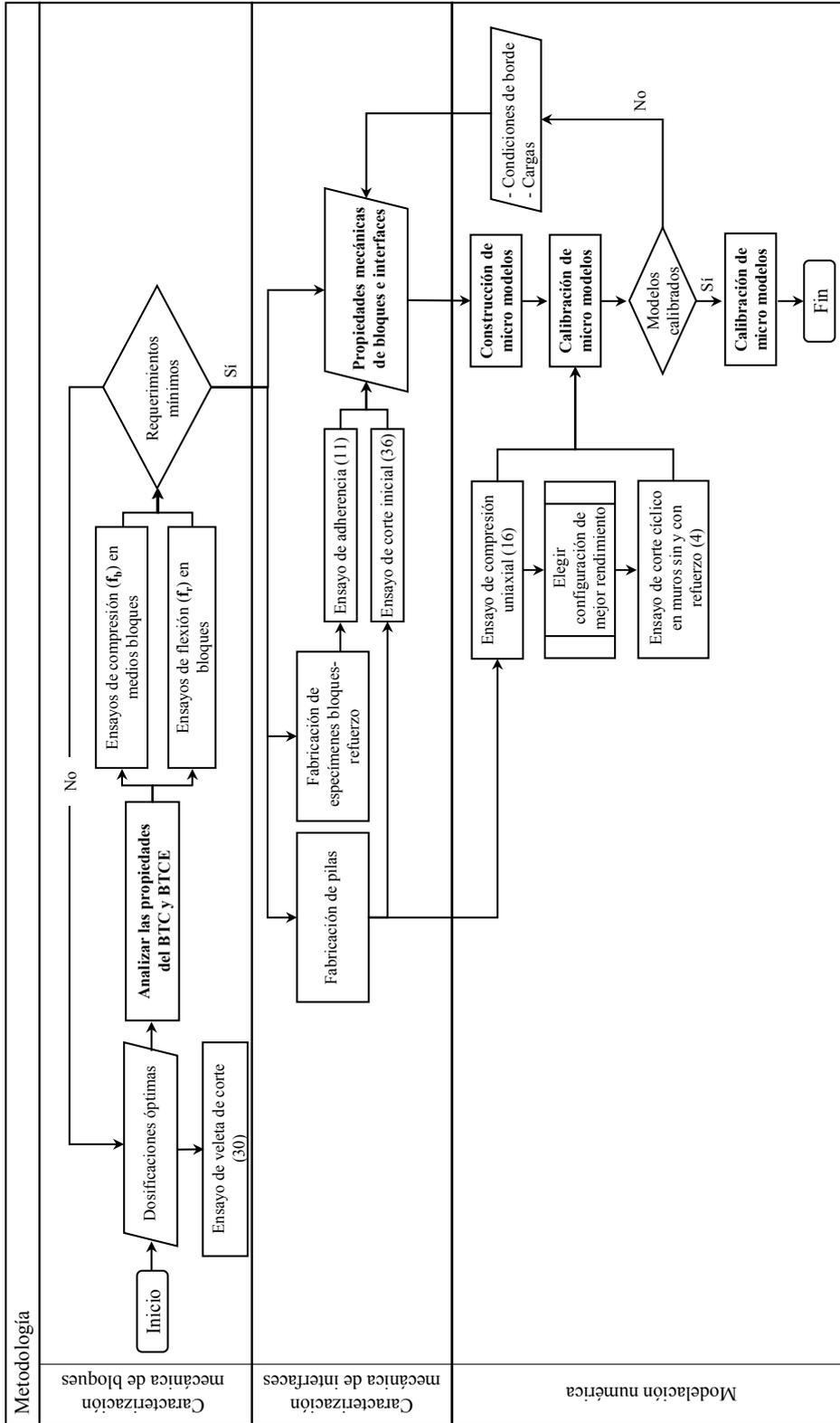


Figura 1.1: Diagrama de flujo de la metodología propuesta

1.4. Organización de la tesis

El documento de la investigación está dividido por los siguientes capítulos:

Capítulo 1 Este capítulo presenta los antecedentes, justificación y objetivos de la investigación realizada. Asimismo, se detalla la metodología propuesta y seguida durante el desarrollo del trabajo.

Capítulo 2 En esta parte se presenta los últimos trabajos realizados referente a la caracterización experimental de unidades de BTC y se compara las normativas y diferentes tipologías de BTC y BTCE. Asimismo, se muestran los últimos trabajos desarrollados en diferentes investigaciones referente a la caracterización mecánica de unidades y comportamiento estructural de la mampostería de BTC.

Capítulo 3 Este capítulo presenta un estado del arte referente a la caracterización numérica de diversas tipologías de mampostería de tierra. Además, se incluye investigaciones de modelado numérico de sistemas con refuerzo superficial.

Capítulo 4 En esta parte se presenta la caracterización física de la materia prima empleada para la fabricación masiva de BTCs. Asimismo, se detalla los procedimientos y resultados de la caracterización mecánica de las unidades siguiendo lineamientos normativos.

Capítulo 5 Este capítulo detalla el proceso constructivo con el sistema de BTC, preparación de especímenes e instrumentación. Asimismo, se muestra el proceso de reforzamiento superficial de la mampostería BTC y los resultados de la respuesta estructural de muros con y sin refuerzo a escala real ensayados a corte cíclico en el plano.

Capítulo 6 En esta parte se detalla todo el procedimiento y resultados de la caracterización numérica de la mampostería BTC mediante técnicas de micro-modelado.

Capítulo 2

Estado del arte - Construcción con BTC

2.1. Bloques de tierra comprimida

La construcción de viviendas utilizando mampostería con bloques de tierra comprimida (BTC) es una técnica en constante desarrollo y que se está investigando e implementando en diferentes países alrededor del mundo. Este sistema posee la ventaja de ser un método constructivo económico y que brinda óptimas propiedades de resistencia y durabilidad para las unidades en comparación con el adobe. Asimismo, dichas unidades de BTC presentan un alto potencial de industrialización durante el proceso de su fabricación lo cual podría beneficiar la construcción a gran escala de viviendas de bajo costo. Por otro lado, diversos países analizan mediante métodos numéricos el comportamiento estructural de construcciones fabricadas con BTCs considerando la ocurrencia de fenómenos sísmicos. En estos análisis se consideran las propiedades físicas y mecánicas de los materiales y se estudia la interacción entre las unidades, el comportamiento del sistema estructural y los posibles mecanismos de falla a originarse ante fuerzas sísmicas.

2.2. Análisis del suelo para la fabricación de Bloques de Tierra Comprimida (BTC)

En primer lugar, para la fabricación BTCs resulta indispensable determinar las propiedades físicas, químicas y mineralógicas del suelo original con el fin de proponer, de ser necesario, soluciones para el mejoramiento del material que cumplan con requisitos brindados por ciertas normas a nivel nacional e internacional para la selección, caracterización, mejoramiento, y estabilización de la materia prima la correcta fabricación de los BTCs. Diversas investigaciones ligadas a la fabricación de BTCs dan a conocer ciertas propiedades de los suelos que son variables de acuerdo con la composición y geología que estos presentan en cada país o región. Según las investigaciones de Medina & Medina (2011), Venkatarama Reddy & Prasanna Kumar (2011), Sturm et al.

(2015a) y Oliveira et al. (2016) es necesario contar con un suelo de propiedades idóneas para la construcción con BTCs. Este suelo requiere presentar un bajo contenido de material orgánico y debe evitarse que el tipo de arcilla que contiene el suelo sean las expansivas puesto que se hinchan excesivamente durante la hidratación desencadenando una pérdida de trabajabilidad durante la fabricación de los bloques y una pérdida de resistencia en el sistema estructural (Hall et al., 2012). Por este motivo, (Kinuthia, 2014) recomienda arcillas del tipo caolinita o illita debido a su baja expansión (ver Figura. 2.1).

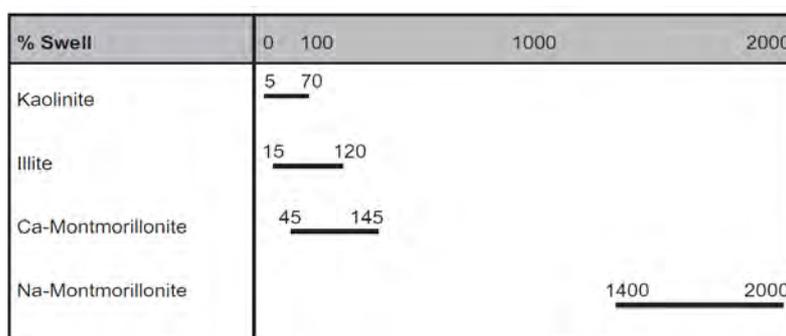


Figura 2.1: Potencial de expansión de suelos arcillosos (Kinuthia, 2014).

Los estudios realizados por Bei & Papayianni (2003), Adam (2001), Eiren et al (2012) y Kinuthia (2014) sobre la fabricación de BTCs indican que deben considerarse rangos para los límites de plasticidad con la finalidad de obtener un material manejable y con una consistencia adecuada. De acuerdo con Cid et al. (2011), se debe realizar un tratamiento preliminar de la materia prima con el fin de mejorar las propiedades físicas del suelo, además de eliminar el material orgánico presente, la bolonería, y el exceso de arena fina o de arcilla. Esta mejora asegura una buena trabajabilidad durante la fabricación de las unidades y un mejor comportamiento del material a largo plazo. Según la norma UNE-41410 (2008) y Sturm et al. (2015a) un suelo idóneo debe cumplir con estándares de granulometría, plasticidad, peso específico y densidad de compactación. Por otro lado, dicha norma rechaza el uso de suelos con un porcentaje menor al 10% de arcilla, debido a que podría verse afectada la trabajabilidad del material y su colocación en las máquinas manuales o hidráulicas. La Figura. 2.2a y 2.2b muestran los requerimientos que el suelo base debe cumplir en función de su granulometría (huso) y plasticidad, respectivamente (UNE-41410, 2008).

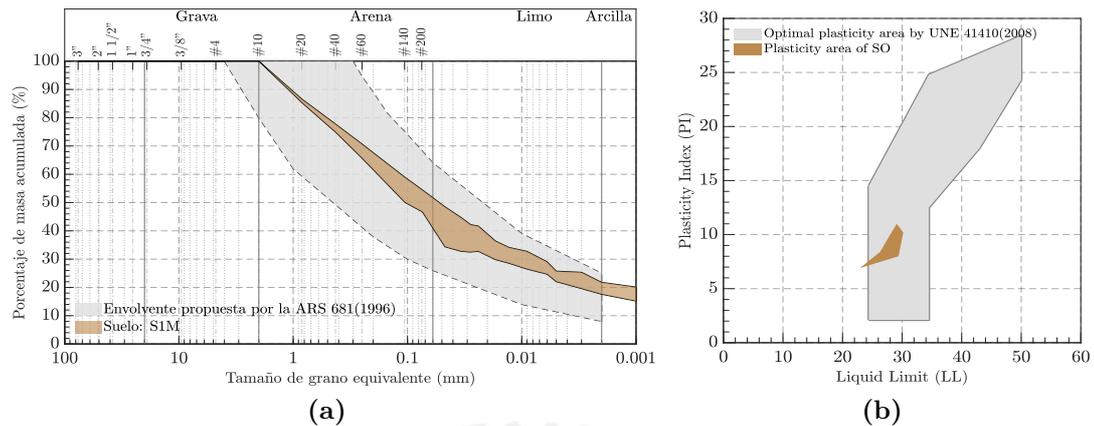


Figura 2.2: (a) Región ideal donde se debe encontrar la curva granulométrica y (b) zona recomendada para diagrama de plasticidad de suelos (UNE-41410, 2008).

Cid et al. (2011) propone realizar ensayos que permitan evaluar la durabilidad de los bloques, establecer límites para el contenido de materia orgánica, así como conocer la granulometría, los límites de Atterberg, contenido de sales, peso específico y la densidad relativa. Asimismo, Venkatarama Reddy & Prasanna Kumar (2011), Eiren et al (2012), Danso H & Adu S (2019), Reddi et al. (2012) consideran fundamental analizar el tipo de arcilla que contiene el suelo mediante difracción de rayos X (XRD) para determinar el potencial de expansión, los cuales pueden ser complementados con los ensayos de fluorescencia de rayos X (XRF). La Tabla. 2.1 presenta un resumen de los ensayos establecidos para la caracterización física y mineralógica de la materia prima para la fabricación de BTCs.

Tabla 2.1: Resumen de investigaciones sobre la caracterización física y mineralógica de BTC

Ensayos de caracterización física	Trabajos de investigación
Análisis granulométrico ASTM D422, 2007	Bei & Papayianni (2003); Venkatarama Reddy & Prasanna Kumar (2011); Medina & Medina (2011); Cid et al. (2011); Miccoli et al. (2014); Kinuthia (2014); Nagaraj et al. (2016); Cañola et al. (2018) y Alvarez (2018).
Límites de Atterberg ASTM D4318, 2017	Bei & Papayianni (2003); Cid et al. (2011); Nagaraj et al. (2016); Medina & Medina (2011) y Cañola et al. (2018).
Compactación Proctor Estándar ASTM D 1557, 2012	Venkatarama Reddy & Prasanna Kumar (2011); Medina & Medina (2011); Cid et al. (2011) y Alvarez (2018).
Contenido de orgánico ASTM D2974, 2014	Medina & Media (2011) y Cid et al. (2011).
Contenido de humedad ASTM D2216, 2019	Venkatarama Reddy & Prasanna Kumar (2011); Medina & Media (2011); Nagaraj et al. (2016) y Alvarez (2018).
Contenido de sales Norma INV E-158, 2007	Cid et al. (2011).
Ensayo de succión capilar ASTM C1585, 2004	Cañola et al. (2018).
Ensayos de penetración de agua RILEM CPC 11.2, 1982	Cañola et al. (2018).
Análisis XFR ASTM D5381, 2014	Alvarez (2018).

Asimismo, normas de India, Perú e Italia han propuesto pruebas empíricas para evaluar la plasticidad del suelo, la misma información aparece en algunas guías internacionales tales como el proyecto “HiloTec” Ramos et al. (2014), la guía “Compressed Earth Blocks” (Adam, 2001) y la investigación de Blondet et al. (2011) sobre adobe. Estas pruebas empíricas permiten definir si el suelo posee una plasticidad adecuada para la trabajabilidad durante la producción de unidades, entre las cuales se pueden destacar las pruebas del “cigarro” y de la “bolita”. La prueba del “cigarro” (Blondet et al., 2011) establece tomar una porción del suelo húmedo y formar rollos de 2 cm de diámetro. Si los rollos alcanzan una longitud entre 5 a 15 cm significa que la proporción de arena y arcilla es adecuada. Si los rollos se rompen a menor longitud el suelo contiene arena en demasía y debe agregarse arcilla; y viceversa (ver Figura. 2.3a). Por otra parte, el ensayo de la “bolita” indica que al estar secas las muestras (generalmente después de 2 días) se deben tratar de romperlas presionandolas con el dedo pulgar o índice. Si las bolas no se rompen, el suelo posee un correcto porcentaje de arcilla y la resistencia final será adecuada (ver Figura. 2.3b).



Figura 2.3: Prueba del (a) “cigarro” (Ramos et al., 2014) y de la (b) “bolita” (Blondet et al., 2011).

Otro factor importante a tener en cuenta es la estabilización del suelo para superar las deficiencias de las construcciones de tierra relacionadas a la durabilidad y propiedades mecánicas del material (Cid et al., 2011). Ante dicha problemática se propone la estabilización de los suelos con la finalidad de aumentar la resistencia ante los efectos erosivos de las condiciones climáticas locales, incluyendo variaciones de temperatura y humedad (Adam, 2001). De acuerdo con Venkatarama Reddy & Prasanna Kumar (2011), uno de los estabilizantes más comunes es el cemento y entre los cementos de mayor uso está el cemento Portland, el cual se constituye principalmente por silicatos: silicato tricálcico ($3CaO - SiO_2$) y silicato dicálcico ($2CaO - SiO_2$). Se ha demostrado que el cemento ayuda a mejorar las propiedades mecánicas del material debido a que incrementa progresivamente la resistencia que se va adquiriendo con el paso del tiempo a causa de la reacción entre el agua y la cristalización del cemento durante la etapa de hidratación. Por ejemplo, en un estudio de Chan & Low (2010) en probetas cilíndricas de suelo estabilizado con cemento se obtuvo una resistencia a la compresión de 1.20-1.39 MPa para suelos estabilizados con 5 % de cemento, y de 2.16-2.67 MPa para un 10 % de cemento. Sturm et al. (2015a) realizó ensayos de compresión en unidades de BTC alcanzando una resistencia a la compresión de 1.96 MPa para suelos estabilizados con 5 % de cemento, y de 3.06 MPa con 9 % de estabilizante a 28 días de secado. Por otra parte, en la investigación de Eires et al. (2012) se realizaron ensayos de compresión sobre probetas cilíndricas con diferentes porcentajes de cemento (0 %, 3 %, 5 %, 7 % y 9 %) obteniéndose una resistencia a compresión que se incrementa conforme se aumenta el porcentaje de cemento en la mezcla. Por otro lado, según Ramos et al. (2014) el porcentaje óptimo de arcilla en suelos arcillosos es entre [10-14] % el cual permite alcanzar una máxima resistencia a compresión cuando el porcentaje de cemento es [4-10] %. En la Figura 4 se pueden observar las curvas de resistencia a la compresión para diversos tipos de suelo en relación con la variación de las cantidades de cemento para la estabilización de BTCs según Houben & Guillaud (1996), en donde el gráfico indica en el eje horizontal los diferentes porcentajes de cemento utilizados versus la resistencia a compresión que se obtendría en unidades (MPa) para diversas mezclas utilizadas en la fabricación de BTCs. La zona achurada representa la composición de mezcla ideal con la que se debería trabajar en la fabricación de unidades donde es importante que la mezcla posea mayor porcentaje de material granular que limos o arcillas.

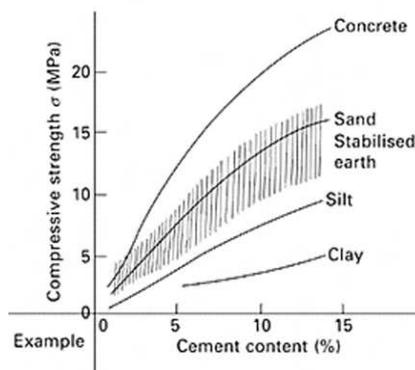


Figura 2.4: Relaciones de resistencia a la compresión y contenido de cemento para BTC estabilizados con cemento (Houben & Guillaud, 1996).

Otro material que puede utilizarse para la estabilización del suelo son los geopolímeros los cuales incluso ayudan a generar materiales sostenibles debido a su bajo impacto ecológico y son mayormente usados como sustitutos del cemento portland. Silva et al. (2014) estudiaron el comportamiento mecánico de unidades y prismas de BTCs estabilizados con geopolímero de fly-ash (ceniza volcánica) activado alcalinamente. La campaña experimental se llevó a cabo con [10-15] % de agente estabilizante donde se obtuvo una resistencia a la compresión de 8.8-12.0 MPa. Por otro lado, se utiliza la cal como material estabilizante al ser un aglomerante natural y además se puede reducir el grado de absorción de agua, por lo que el suelo es menos sensible a los cambios de humedad y mejora la trabajabilidad (Adam, 2001). En el estudio de Venkatarama Reddy (2012) se utiliza a la cal como agente estabilizante para fabricar BTCs originando bloques más resistentes a la compresión a largo plazo, además de que permite controlar la hinchazón y el encogimiento de los suelos expansivos. Asimismo, Baldovino (2017) analizó la variación de la resistencia a la compresión respecto a la cantidad de cal presente para tiempos de 15, 30, 60 y 90 días reportando un incremento de resistencia mientras mayor es el contenido del estabilizante en la mezcla.

2.3. Características geométricas de los bloques de tierra comprimida

Diversos autores y normas internacionales proponen geometrías para las unidades de BTCs. En función a la geometría se pueden clasificar como bloques macizos y bloques perforados. A su vez cada tipo de bloque puede presentar configuraciones macho-hembra. La Tabla. 2.2 muestra un resumen de las geometrías consideradas por diferentes autores.

Tabla 2.2: Resumen de geometrías y tipología de BTCs

Geometría y tipología de BTCs	Trabajos de investigación
Bloques macizos de 308 x 167 x 103 mm ³	
Bloques macizos de 295 x 140 x 72 mm ³	UNE-41410 (2008)
Bloques macizos de 290 x 144 x 95 mm ³	
Bloques intertrabados huecos de 75 x 140 x 280 mm ³	Alvarez (2018)
Bloques de 140 x 290 x 95 mm ³ con perforaciones intermedias	Medina & Medina (2011)
Bloques intertrabados de 110 x 240 x 220 mm ³	Ben Ayed et al. (2016)
Bloques macizos de 121 x 191 x 203 mm ³	
Bloques macizos de 121 x 191 x 229 mm ³	Donkor & Obonyo (2015)
Bloques macizo liso 75 x 110 x 230 mm ³	
Bloques con bordes de chaflán de 115 x 225 x 255 mm ³	Jayasinghe & Mallawaarachchi (2009)
Bloques sólidos intertrabados de 115 x 255 x 255 mm ³	
Bloques macizos de 100 x 145 x 305 mm ³	Nagaraj et al. (2016)
Bloques intertrabados huecos de 90 x 140 x 280 mm ³	Sturm et al. (2015a)
Bloques intertrabados perforados de 90 x 140 x 280 mm ³	Ramos et al. (2014)
Bloques macizos de 55 x 110 x 230 mm ³	Setyo (2011)
Bloques macizos de 100 x 100 x 200 mm ³	Taallah et al. (2014)
Bloques macizos de 96 x 143 x 05 mm ³	Venkatarama Reddy & Prasanna Kumar (2011)

Para definir la geometría de los bloques se tuvo en consideración el replicar modelos desarrollados por países de alta sismicidad que permitan agilizar procesos constructivos. Dentro de las investigaciones mostradas en la Tabla 2 destaca la propuesta del proyecto Hilotec (Ramos et al., 2014) pues estos bloques perforados tienen una conexión macho-hembra que favorece el comportamiento sísmico. Dichos bloques tienen como ventaja adicional que agiliza los procesos constructivos, puesto que pueden prescindir de las juntas de mortero y estructuralmente esta característica permite reducir la masa sísmica de las viviendas (Sturm et al., 2015a). Los bloques tienen una base que puede ser de 140x280 mm³ y de 140x140 mm³ y para ambos casos la altura de los bloques es de 90 mm (ver Figura. 2.5). Los agujeros son equidistantes y tienen 50 mm de diámetro tras pasan de forma transversal el cuerpo del bloque, además presenta un sistema de interconexión hembra-macho donde se tiene un espesor de 10 mm de espesor permitiendo el enlace vertical entre los bloques en la mampostería.

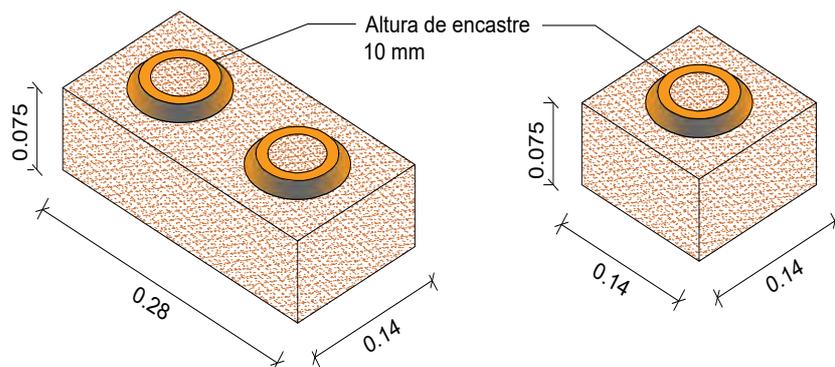


Figura 2.5: Detalles de las dimensiones (en metros) de los bloques de tierra comprimida usados en el trabajo (Adaptado de Ramos et al. (2014))

Ramos et al. (2014) mencionan que el proceso de producción comienza con el tamizado del suelo mejorado a través de una malla de 5 mm de espesor, considerando que el suelo haya sido extraído por debajo de 50 cm. Luego de la fase del tamizado se introduce la arena gruesa y fina a la mezcladora y posteriormente se irá añadiendo gradualmente el agua luego de que los insumos secos se hayan mezclado durante 30 segundos, para que después la mezcla sea introducida en la tolva de la prensa mecánica. Los bloques recién fabricados se cubren con un plástico, durante el proceso de curado. Otros autores, especifican dejar secar los BTCs al aire libre dentro de un almacén cerrado. El proceso de producción culmina cuando se haya completado el número de especímenes requerido para los ensayos.

2.4. Proceso de fabricación de bloques de tierra comprimida

La producción de BTCs comienza con el tamizado del suelo mejorado y/o estabilizado a través de una malla de 5 mm de espesor, considerando que el suelo haya sido extraído por debajo de 50 cm. La Figura. 2.6 muestra los equipos necesarios para la fabricación de bloques como mezcladora y máquina Eco-Brava para la fabricación de los bloques.

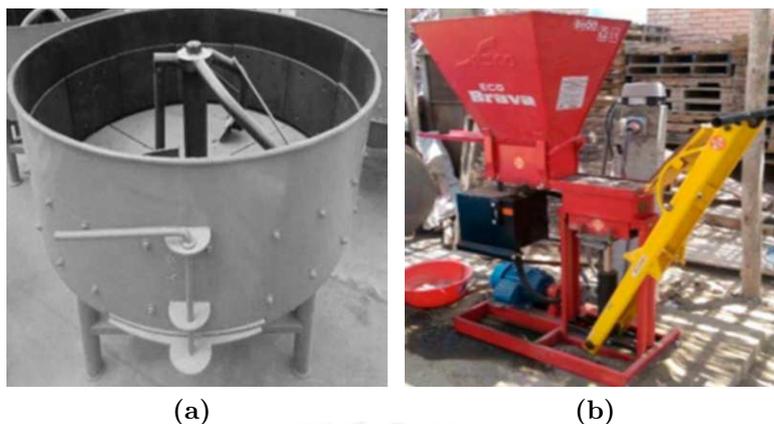


Figura 2.6: Equipos utilizados para la fabricación de BTCs: (a) mezcladora de eje vertical. (b) máquina Eco-Brava (Alvarez, 2018).

Luego de la fase del tamizado se introduce la arena y arcilla a la mezcladora y posteriormente se irá añadiendo gradualmente el agua luego de que los insumos secos se hayan mezclado durante 30 segundos, para que después la mezcla sea introducida en la tolva de la prensa mecánica (ver Figura. 2.7). Los bloques recién fabricados se cubren con un plástico, durante el proceso de curado. Se debe tener en cuenta que las unidades fabricadas deben reposar sobre un plástico que se extiende sobre tarimas de madera para evitar su contacto directo con el suelo y deben permanecer cubiertos con otro plástico por un periodo de 7 días para evitar posibles alteraciones en su geometría a causa de la humedad y temperatura del medio ambiente. Luego de este plazo pueden permanecer al aire libre por 3 semanas, pues el periodo total de curado es de 28 días.



Figura 2.7: (a) Tamizado del suelo para luego ser mejorado, (b) Mezcla de materiales, (c) fabricación de BTC con la máquina Eco-Brava y (d) BTCs recién fabricado (Alvarez, 2018).

En el caso de fabricar bloques estabilizados, los códigos recomiendan que el agua utilizada para la hidratación del cemento y para que la mezcla desarrolle su capacidad adherente, debe ser potable y la cantidad empleada dependerá de la trabajabilidad de la mezcla. Además, se recomienda un contenido de cemento menor al 10% en peso

de los secos, para conseguir una mezcla con resistencia y trabajabilidad adecuadas. El proceso de estabilización inicia mezclando todos los componentes secos y después se va añadiendo el agua de manera lenta y gradual hasta conseguir una pasta uniforme. La mezcla es adecuada luego de haberse realizado ciertas pruebas como la prueba del “cigarro” o de la “bolita”, así como la verificación de la trabajabilidad de acuerdo al porcentaje de contenido de agua mediante el ensayo de la veleta de corte.

Por otro lado, los requisitos necesarios para la selección del suelo y materiales estabilizantes, geometría de los bloques y los procedimientos de ensayos mecánicos para la construcción de sistemas de albañilería con BTCs se encuentran estipulados en las normas nacionales, internacionales y documentos normativos vigentes. La terminología utilizada respecto a la clasificación de materiales de construcción de tierra varía de acuerdo al lugar de procedencia de las normas evidenciándose los diferentes niveles de desarrollo tecnológico respecto a la construcción de bloques de tierra comprimida. Se distinguen dos tipos de construcción normalizados a base de tierra: los BTCs no estabilizados y estabilizados. Los BTC no estabilizados, se endurecen en el aire ya que los minerales arcillosos actúan como aglutinantes naturales, mientras que los BTC estabilizados, contienen algún tipo de conglomerante (por estabilización química) que se añade durante el proceso de preparación para mejorar su comportamiento mecánico. La distinción entre unidades de BTC y adobes radica en que los bloques de BTC pasan por un proceso de compresión mediante una máquina hidráulica o manual la cual comprime la mezcla para brindarle una geometría uniforme y que los componentes de la mezcla ante el proceso de compresión conformen un sólido homogéneo con ciertas propiedades mecánicas. A su vez, los bloques estabilizados (BTCE) según la normativa de cada país pueden ser estabilizados con cemento, cal, yeso, puzolana o fibras. Por otro lado, se clasifica como adobe a la unidad de tierra cruda que puede estar mezclada con paja u arena gruesa y no recibe un proceso de compresión durante su fabricación (Norma E.080, 2006). En la Tabla. 2.3 se muestran las normas de construcción con tierra y documentos normativos existentes para la fabricación de bloques de tierra comprimida.

Tabla 2.3: Normas nacionales e internacionales para la fabricación especímenes de tierra

País	Normativa	Selección de suelos	Material	Geometría (mm)	Ensayos
Brasil	<ul style="list-style-type: none"> • NBR 8491, 1984 • NBR 9492, 1984 • NBR 10832, 1989 	<p>Suelos arcillosos libre de material orgánico (% que pasa la malla)</p> <ul style="list-style-type: none"> • #4 = 100 % • #200 = 10 – 50 % • LL ≤ 45 % • IP ≤ 18 % 	BTCE-Cemento	Bloques de 200x95x50 o 230x110x50 con un rebaje de 13 a 25 de cada borde.	<ul style="list-style-type: none"> • Ensayo de absorción de agua • LL, LP, IP • AGR
Colombia /Francia	NTC 5324, 2004	Se trabaja con suelo en estado húmedo.	BTCE-Cemento	Bloques sin perforaciones: 295x140x95 o 220x220x95.	<ul style="list-style-type: none"> • AGR • Contenido de humedad.
EEUU	ASTM E2392-M, 2010	Suelos arcillosos e inorgánico. Recomienda: arcilla de caolinita no expansiva.	BTCE - Cemento, cal o yeso	Dos formas: Lisos y con rebaje. Bloques de: largo [290-300], ancho 140 y espesor [90-102].	<ul style="list-style-type: none"> • Prueba de consistencia. • Prueba de erosión. • Contenido de humedad. • Absorción
España	UNE 41410, 2008	Se rechaza materia orgánica, sales solubles, granulometría y plasticidad de acuerdo con los límites mostrados en la Figura. 2.2a.	BTCE - Cemento, cal o yeso	Bloques macizos, con rebaje entero, con rebaje medio, con rebaje 3/4 y bloque Mattone.	<ul style="list-style-type: none"> • AGR • LL, LP, IP. • Ensayo de erosión. • Ensayo de humectación secado. • Resistencia a compresión.
India	<ul style="list-style-type: none"> • IS 1725, 1982 • IS 13827, 1993 	Suelo con un contenido de arcilla entre [10-15] % y de arena, mayor a 65 %. IP ≤ 45 %.	BTCE - cemento, cal o puzolana	Bloques de 190x90x90 ó 190x90x40 ó 290x190x90.	<ul style="list-style-type: none"> • Prueba de pulverización. • Ensayo de compactación Proctor. • Resistencia a compresión.
Nueva Zelanda	NZS 4298, 1998	Se rechaza materia orgánica, suelos con sales solubles, agregados grandes, suelos y secos.	BTCE - Cemento o cal	Dos formas: Lisos y con rebaje. Bloques de 290x140x90.	<ul style="list-style-type: none"> • Prueba de evaluación húmedo/seco. • Prueba de erosión. • Absorción. • Contenido de humedad.
India	NTP E080, 2000	<p>Libre de materia orgánica.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Arena: [5-70] % • Limos: [15-25] % • Arcilla: [10-20] % 	Adobe	<ul style="list-style-type: none"> • Bloque cuadrado: lado < 400. • Bloque rectangular: 200x400 con agujeros 	<ul style="list-style-type: none"> • Prueba de consistencia. • Prueba de resistencia seca. • Prueba de control de fisura.

Las máquinas disponibles en el mercado pueden ser clasificadas en manuales y motorizadas (Adam, 2001). La prensa manual mecánica es ligera, cuenta con un módulo de moldeo y ejercer bajas presiones, además es de bajo costo y fácil de usar para la fabricación y reparación; sin embargo, suelen desgastarse muy rápido. Por otro lado, la prensa hidráulica motorizada puede producir presiones mayores a 2 MPa, debido al funcionamiento del pistón y sus sistemas hidráulicos de diseño compacto. También puede acoplarse una tolva para realizar la mezcla de diferentes tipos de suelo y estabilizador. Se recomienda tener cuidado con la bomba hidráulica al ser delicada y susceptible. La Figura. 2.10 muestra el diseño que poseen estas máquinas.

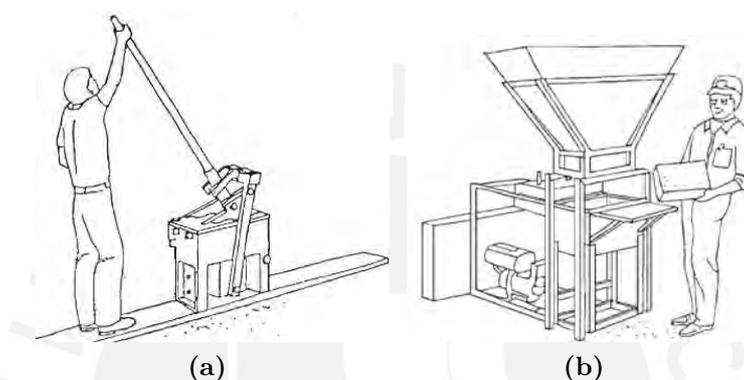


Figura 2.10: Diseño de prensas para la producción de BTC: (a) Prensa Manual mecánica y (b) Prensa hidráulica motorizada (Adam, 2001).

Mediante la industrialización de los BTC, el proceso de construcción de viviendas, especialmente en zonas rurales, se puede desarrollar con mucha facilidad. El proyecto HiloTec y la empresa Mota Engil en Malawi – África, desarrollaron un manual de construcción donde se detalla el proceso constructivo de una vivienda de BTC.

2.5. Comportamiento mecánico de Bloques de tierra comprimida

El comportamiento mecánico de los BTC y BTCE dependen principalmente del tipo de suelo (índice de plasticidad), cantidad de estabilizador y la presión de compactación durante la fabricación (Uzoegbo, 2016). Diferentes propiedades mecánicas han sido identificadas y determinadas para las unidades de tierra y su mampostería. Las más importantes propiedades son la resistencia a la compresión, tracción, corte y la energía de fractura.

La mayoría de artículos se han enfocado en el uso de diferentes tipos de estabilizantes con el objetivo de mejorar las propiedades mecánicas de las unidades y consecuentemente su sistema constructivo. En las siguientes líneas se mostrará una revisión de las más actuales y relevantes investigaciones enfocadas en el estudio del comportamiento mecánico de los BTCs, BTCEs y su sistema.

2.5.1. Resistencia a la compresión

Se ha demostrado que para mejorar la resistencia a la compresión es necesario usar una mezcla adecuada de tierra y estabilizante, presión de compactación y curado durante fabricación (Riza et al., 2010). Los estabilizantes han demostrado mejorar el rendimiento de los BTCE's bajo cargas de compresión. Por ello, se han llevado a cabo varias investigaciones relacionadas con la estabilización de BTCs.

Udawattha et al. (2018) trabajaron estudiando BTCs estabilizados con diferentes polímeros naturales. La investigación concluyó que el suelo adecuado es el que tiene partículas de menor tamaño para mejorar la resistencia a la compresión. Los mejores resultados presentaron valores de la resistencia a la compresión cercana a 3 MPa.

El estabilizante más común utilizado para los BTCs es el cemento. Ruiz et al. (2018) desarrollaron una campaña experimental para evaluar el comportamiento mecánico de compresión de BTCE (6% de cemento). En este caso, el tipo de bloque tenía 290 mm x 140 mm x 70 mm como dimensiones con un total de 37 muestras. El valor de resistencia a la compresión alcanzado fue de 9.7 MPa.

Sturm et al. (2015a) llevaron a cabo pruebas de compresión en Bloques de tierra comprimida interconectados (BTCEI), prismas y muretes estabilizados con 9% de cemento. En este caso, la tipología de la mampostería fue con junta seca. La resistencia a la compresión para las unidades fue de 3.06 MPa, para los prismas fue de 0.87 MPa y para los muretes fue de 0.53 MPa. Asimismo, se verificó que la resistencia a la compresión de los BTCs es menor en condiciones húmedas con respecto a los bloques en estado seco.

Alvarez (2018) también llevó a cabo pruebas de compresión uniaxial de BTCEs (Figura 2.11a) y prismas (Figura 2.12a). Se evaluó la influencia en el rendimiento mecánico de dos tipos diferentes de estabilizadores (cemento y geopolímero puzolana). Los principales resultados mostraron que la resistencia a la compresión en estado seco fue para el BTC igual a 1.22 MPa, BTCE con cemento (8%) presentó 3.64 MPa y BTCE con puzolana (15%) igual a 2.38 MPa (Figura 2.11b). En el caso de los prismas, los resultados fueron 0.4 MPa, 1.44 MPa y 0.75 MPa, respectivamente (Figura 2.12b).

Basado en los resultados de los tres casos, se observó que el cemento proporciona una mejor resistencia a la compresión con respecto a los otros estabilizantes. Sin embargo, el espécimen con puzolana mostró una resistencia a la compresión adecuada a considerar, porque la cantidad de cemento debe controlarse para no aumentar el costo del material y reducir su sostenibilidad.

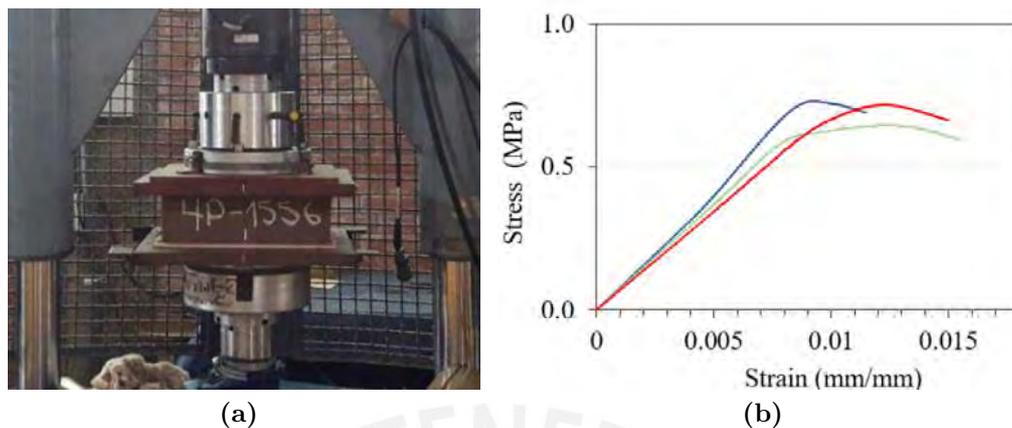


Figura 2.11: (a) Ensayo de compresión uniaxial en bloques y (b) resultados de Esfuerzo de compresión versus deformación unitaria (Alvarez, 2018).

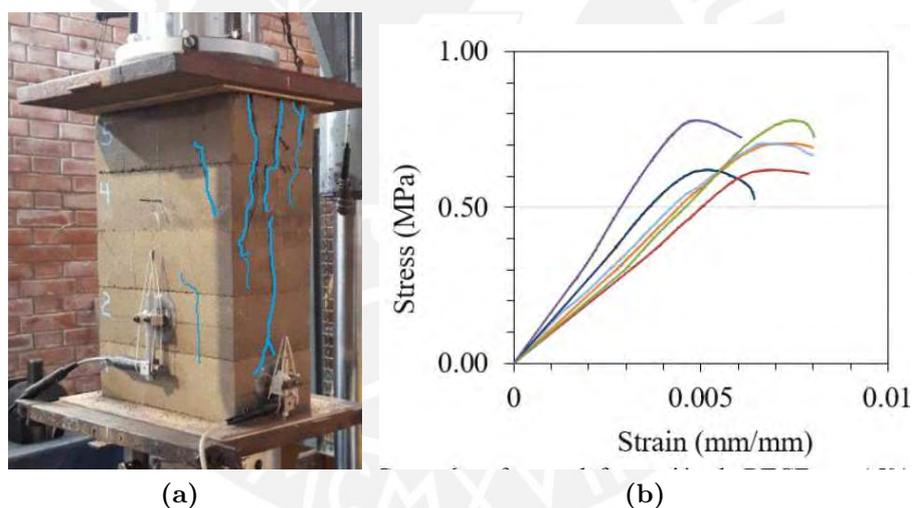


Figura 2.12: (a) Ensayo de compresión uniaxial en prismas y (b) resultados de Esfuerzo de compresión versus deformación unitaria (Alvarez, 2018).

Mostafa & Uddin (2016) implementaron fibras de banano y cemento como estabilizantes para los BTCs. Las dimensiones del bloque evaluado fueron 120x120x90 mm. Luego, de la prueba de compresión uniaxial en diferentes muestras de bloques, se obtuvo una resistencia a la compresión igual a 6.58 MPa. La investigación logró este valor empleando una longitud óptima de fibra igual a 60 mm concluyendo que el uso de fibras puede mejorar la resistencia a la compresión en BTCE.

Miranda et al. (2017) evaluaron la influencia de las juntas de mortero en la mampostería de bloques de tierra comprimida interconectadas (BTCl) en su comportamiento mecánico. En primer lugar, se evaluó la resistencia a la compresión de tres tipos de prismas de BTCE. El espécimen uno se denominó DSS (mampostería de pila seca), el segundo fue M1S porque el mortero empleado contenía el 95% de tierra y el 5% de

cenizas volantes; y el último espécimen tenía 85 % de tierra y 15 % de cenizas volantes, se denominó como M2S. Los valores de resistencia a la compresión fueron para DSS 1.5 MPa, M1S 3.5 MPa y M2S 4.5 MPa. Además, se llevaron a cabo pruebas de compresión en muretes de BTCI, porque proporcionan resultados más confiables para dicha propiedad mecánica. Los principales resultados en muretes fueron para DSS 0.90 MPa, M1S 2.9 MPa y M2S 3.4 MPa.

En base a los resultados, se demostró un aumento significativo en la resistencia a la compresión cuando se aplica mortero en las juntas, especialmente con las muestras M2S. La razón de la mejora de la propiedad mecánica es porque el mortero permite una mejor transmisión de esfuerzos entre los bloques. Sin embargo, en comparación con los especímenes de pila seca, los otros presentan menor ductilidad.

Silva et al. (2015) trabajaron evaluando el rendimiento mecánico de BTCI estabilizado con 10 % y 15 % de activación alcalina de cenizas volantes, que se denominaron SFA10 y SFA15, respectivamente. El principal valor de resistencia a la compresión obtenido para la muestra SFA10 fue de 8.8 MPa y para el otro fue de 12 MPa. Además, para el caso de los prismas para ambos tipos de bloques, la resistencia a la compresión fue de 3,3 y 4,6 MPa para las muestras SFA10 y SFA15, respectivamente. Todos los resultados presentados en esta parte se obtuvieron en condiciones secas, debido a que las resistencias a la compresión eran mucho mayores que las muestras húmedas.

Asimismo, Ben Ayed et al. (2016) evaluaron el rendimiento mecánico de los prismas de BTCI sin mortero mediante pruebas de compresión. Los bloques midieron 240 x 220 x 110 mm y se estabilizaron con 8 % de cemento Portland. Los principales resultados que informaron fueron que el área de contacto entre bloques aumenta a medida que aumenta la carga de compresión. Las propiedades obtenidas fueron un valor de resistencia a la compresión y un módulo de elasticidad igual a 5,5 y 1450 MPa, respectivamente, para un prisma compuesto por tres BTCIs. En el caso de los bloques, alcanzaron una resistencia a la compresión promedio de 11.9 MPa y un módulo de elasticidad de 1700 MPa.

2.5.2. Resistencia a la tracción

Para obtener la resistencia a la tracción se presentan dificultades de montaje de ensayos y costo; por tal razón, es común determinar la resistencia a la tracción como el 10 % de la resistencia a la compresión de las unidades de BTC y la mampostería. Sin embargo, la prueba de tracción de división, se ha aplicado para evaluar el rendimiento de tracción de los BTCEs. El estándar ASTM C496 se aplica a muestras de prueba cúbicas con dimensiones de 40, 70 mm y bloques enteros con resultados de resistencia a la tensión de división de 0.83, 0.78 y 1.37 MPa, respectivamente (Ruiz et al. (2018)). Además, mediante el uso de los estándares ASTM D3967 16 y BS EN 12390, se han evaluado las muestras cúbicas BTCE, logrando valores de la resistencia a la rotura a la tracción de aproximadamente 2 MPa (Ubertini et al. (2018)).

2.5.3. Resistencia al corte

La mampostería muestra fallas de corte cuando se somete a cargas en su plano. Por esa razón, se han llevado a cabo diferentes ensayos para evaluar el rendimiento de corte de la mampostería de BTC y BTCEs para determinar sus propiedades mecánicas.

Para evaluar el rendimiento de corte, es práctico analizar la capacidad de la conexión entre bloques bajo el criterio de fricción de Coulomb. Las propiedades mecánicas que se pueden obtener son la tangente del ángulo de fricción y la resistencia al corte inicial. La evaluación se puede llevar a cabo mediante pruebas de triplete basadas en las pautas EN 1052-3 (Figura 2.13a). Sturm et al. (2015a) evaluaron el comportamiento al corte de mampostería BTCE de pila con junta seca. Los resultados principales mostraron un valor de resistencia al corte inicial (Figura 2.13b) y la adherencia efectiva bajo carga en el plano y fuera del plano aportado por la conexión de enclavamiento, porque todas las pruebas mostraron que las hendiduras de los bloques se rompieron.

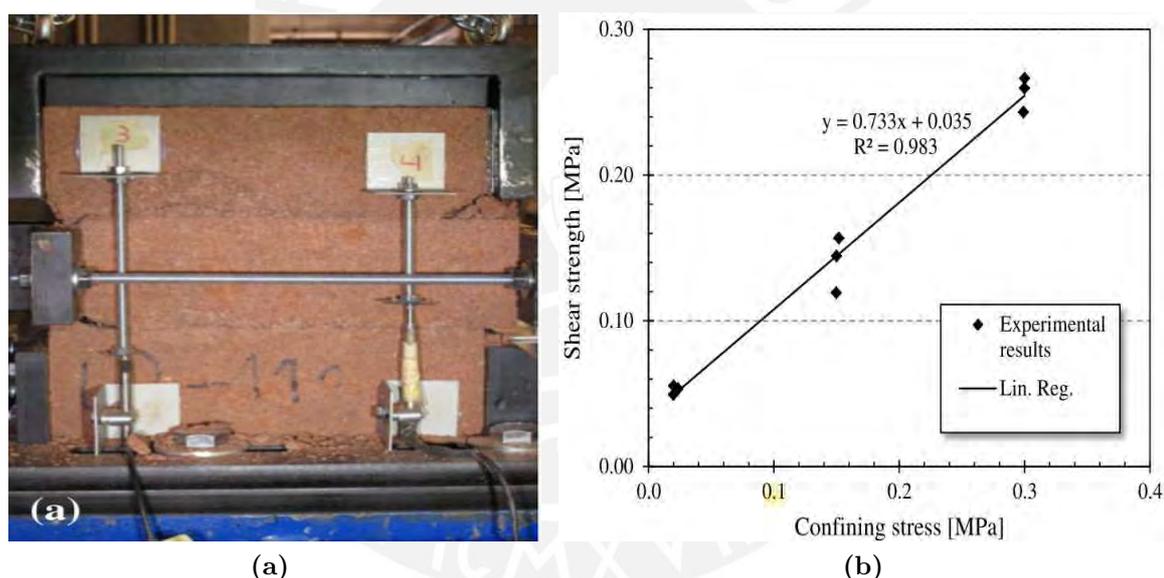


Figura 2.13: (a) Ensayo de corte inicial en prismas y (b) resultados de Esfuerzo de corte versus esfuerzo normal (Sturm et al., 2015b).

Además, Silva et al. (2015), bajo el mismo estándar, reportó valores máximos para la resistencia al corte inicial y el coeficiente de fricción igual a 0.20 MPa y 1.20, respectivamente; estos valores son de mayor magnitud, debido al estabilizador utilizado. Sin embargo, bajo un bajo esfuerzo de precompresión, la mampostería presenta un comportamiento suave, y para mayores magnitudes de precompresión, el comportamiento tiende a ser más frágil. Además, bajo este tipo de mampostería, el contacto entre BTCs no es completo y depende de la magnitud del esfuerzo de precompresión, porque el contacto ocurre, principalmente, en los bordes de CEB y, como consecuencia, también las fallas. Por esa razón, se espera que con la aplicación de una junta de mortero se puede aumentar el área de contacto y, como consecuencia, el rendimiento de corte de la mampostería.

Miranda et al. (2017) desarrollaron una comparación entre el rendimiento de corte de la mampostería BTCI con juntas de mortero y junta en seco. Para la mampostería BTCI con juntas de mortero, se mostró un mejor rendimiento de corte, debido al aumento del área de contacto entre las unidades, la transmisión de esfuerzos y mayores propiedades mecánicas.

Por otro lado, otro tipo de prueba alternativa, para determinar las propiedades de corte bajo la ley de fricción de Coulomb, consiste en aplicar una prueba de compresión a varias muestras cortadas en diferentes ángulos cada una. Con este procedimiento, se puede determinar una curva experimental que presenta el esfuerzo corte en función del esfuerzo normal, y se basa en el criterio de Coulomb para determinar la envolvente con los datos experimentales (Ben Ayed et al., 2016).

Por otro lado, con el fin de evaluar el efecto de diferentes tipos de cargas en la mampostería BTC, se han evaluado muros de mayor escala. Los muros no reforzados construidos con BTCI, estos han mostrado un buen rendimiento bajo cargas en su plano. Sturm et al. (2015a) desarrollaron pruebas cíclicas estáticas en dos muros con dimensiones de 2.1 m de longitud, 1.9 m de altura y 0.28 m de profundidad. Como resultado, la resistencia a la carga lateral media alcanzada fue de 11.3 kN y un desplazamiento lateral máximo promedio igual a 22.5 mm. Cabe resaltar que las fallas presentadas fueron grietas diagonales a lo largo del muro y algunos bloques se rompieron por la mitad.

Además, los muros de mampostería BTCI reforzadas, también han mostrado un comportamiento dúctil y una capacidad de disipación de energía histórica estable. Qu et al. (2015) evaluaron la influencia de la relación de aspecto entre la altura-ancho (Figura 2.14a), la presencia de un techo y una brida al final del muro en el comportamiento estructural de los muros. Todos los tipos de muros ensayados mostraron un comportamiento dúctil (Figura 2.14b). Sin embargo, para la carga cíclica, cuando se reduce la relación de aspecto altura-ancho, la resistencia de carga lateral también se reduce. Por otro lado, al agregar una brida en la pared, esta permite aumentar la resistencia lateral cuando la brida está bajo cargas de tracción. Además, se verificó que la presencia de una ventana reduce la resistencia a la carga lateral, debido a que se genera concentración de esfuerzos en las esquinas de la abertura; sin embargo, este detalle no impacta en la ductilidad de la pared.

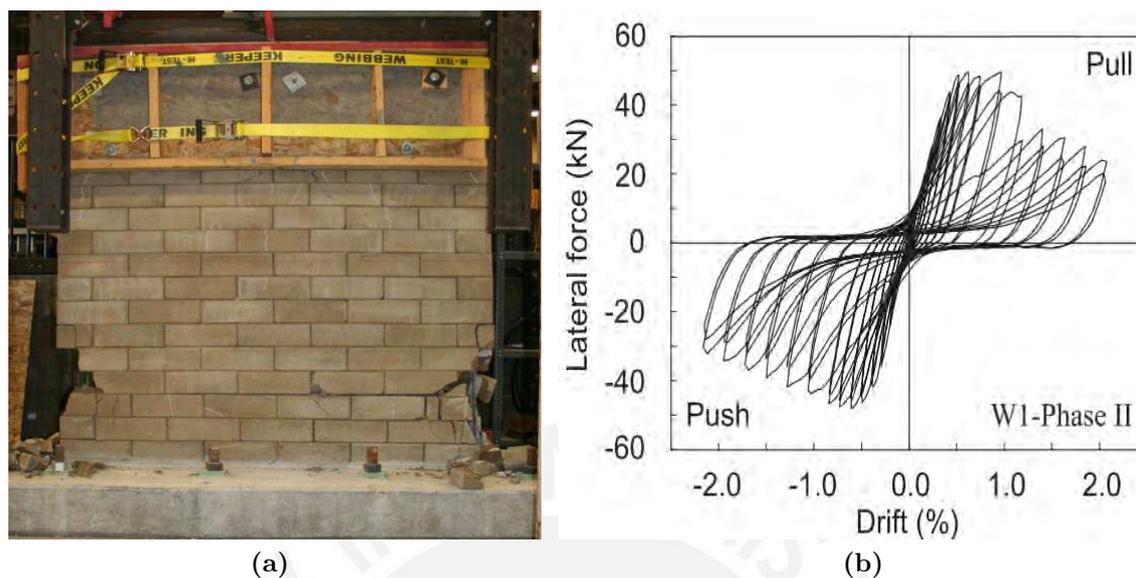


Figura 2.14: (a) Ensayo de corte cíclico en muros y (b) resultados de Fuerza lateral versus deriva (Qu et al., 2015).

Castro et al. (2014) evaluaron dos muros BTCI confinados construidos con diferentes tipos de BTCI. El primero analizado denominado como Wall 1 (W1) fue construido con el bloque Rhino" (fabricado con presión manual) y el segundo denominado como Wall 2 (W2) fue con el bloque "V" (fabricado con presión hidráulica). El ensayo consistió en someter la parte superior de ambos muros fue sometida a una carga cíclica en el plano.

Los resultados del primero mostraron deslizamiento en las juntas horizontales, grietas diagonales y una deriva de 2.0%. Por otro lado, el W2 presentó un comportamiento similar, pero con una reducción en la ductilidad (deriva del 1.3%) con respecto al W1. Ambos lograron una resistencia de carga lateral similar de aproximadamente 62 kN. Por lo tanto, se concluye que los muros construidos con bloques de mayor compactación generan una estructura más rígida, debido a que estos bloques son más densos con respecto a los bloques de prensa manual. Además, los resultados de los muros probados se compararon con los resultados de muros no reforzados, y se verificó que el marco de confinamiento de concreto armado incrementa la resistencia lateral total en aproximadamente un 20% y duplica la capacidad de deformación lateral (deriva).

2.5.4. Comportamiento sísmico del sistema con BTC y BTCE

Se han evaluado módulos de casas construidas con BTCE, los cuales han mostrado un rendimiento confiable bajo cargas dinámicas.

Sturm et al. (2015a) un módulo de vivienda construido de mampostería BTCI, el cual tenía dimensiones en planta de 3.36m x 3.64m. La configuración del espécimen se basó en la casa rural Hilotec. El objetivo fue evaluar su desempeño estructural en regiones con sismicidad moderada. La estructura se sometió a una prueba sísmica con una señal artificial con una duración igual a 10 segundos y un valor máximo de PGA

de alrededor de 0.3 g. En las fases finales de la prueba, el estado de la estructura no mostró un daño fuerte que pueda hacer colapsar. Además, el tímpano de una pared se rompió y la otra casi llegó a la falla. Luego del ensayo, las grietas se mostraron en el medio de algunos bloques provocados por la flexión como patrón de falla.

Asimismo, otra estructura compuesta con mampostería de pila seca, se evaluó bajo cargas sísmicas. Elvin & Uzoegbo (2011) sometieron una estructura a escala a tres señales de sismos diferentes. Los muros presentaron como patrón de fallas agrietamiento en la dirección diagonal de los muros; sin embargo, estos fueron capaces de soportar todo el peso del techo, a pesar que varias unidades terminaron resquebrajadas y aplastadas. Como conclusión, la estructura de mampostería de junta seca fue capaz de disipar la energía sísmica debido a la fricción que se presenta entre los ladrillos. Incluso a pesar que la interfaz de junta seca es un plano débil, la falla de la mampostería mostró que los bloques se rompieron y contribuyeron a la resistencia de la estructura.



Capítulo 3

Estado del arte - Modelado numérico de mampostería

3.1. Introducción

El modelado numérico de la mampostería permite representar la respuesta mecánica y los mecanismos de falla experimentales tanto en el rango elástico como inelástico. Existen diferentes métodos para el análisis de la mampostería; por ejemplo, el Método de Elementos Finitos, Método de elementos discretos y Análisis Límite. La modelación numérica de mampostería se puede realizar bajo tres enfoques mediante la aplicación del Método de Elementos Finitos. Estos son los siguientes: la micro-modelación detallada, micro-modelación simplificada y macro-modelación (Lourenço, 1996).

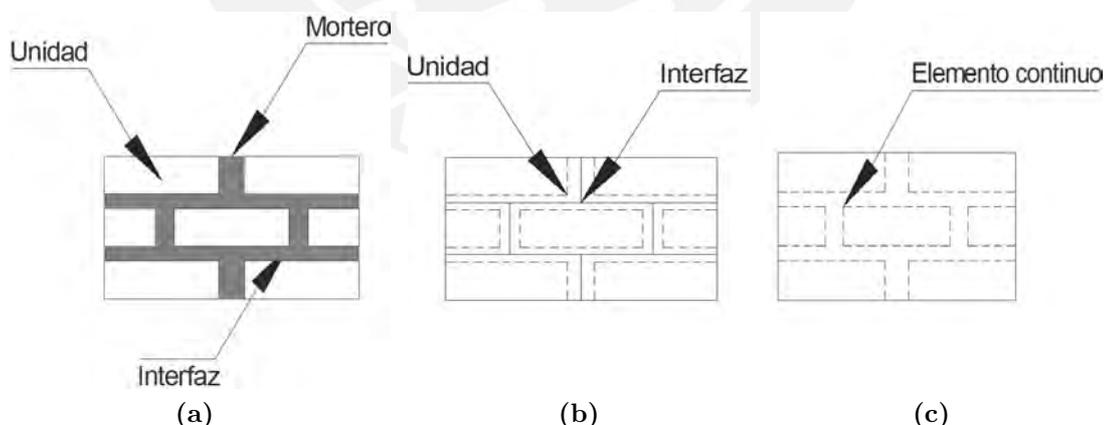


Figura 3.1: Enfoques de modelado numérico: (a) Micro-modelación detallada; (b) micro-modelación simplificada; y (c) macro-modelación (Lourenço, 1996).

Primero, el micro-modelado detallado (Figura 3.1a) contempla a la unidad y al mortero como elementos continuos mientras que la interfaz unidad-mortero se representan como elementos discontinuos; por ello, se considera de manera separada los modelos constitutivos de la unidad y el mortero. Este enfoque es empleado permite modelar

estructuras con mayor precisión y detalle en el mecanismo de falla. sin embargo, la principal desventaja es la alta demanda computacional.

Segundo, el micro-modelado simplificado o meso-modelado (Figura 3.1b) considera a la unidad como elemento continuo, y que el mortero y la interfaz unidad-mortero son agrupados en elementos discontinuos con un espesor igual a cero. El espesor es considerado en las unidades para no alterar la geometría.

Tercero, el macro-modelado (Figura 3.1c) evalúa la mampostería agrupando las unidades, el mortero y las interfaces como un solo material continuo y homogéneo. Este enfoque considera las relaciones esfuerzo-deformación de la mampostería como un solo material. Este es adecuado para el análisis estructural, donde no se requiera mayor detalle en los mecanismos de falla por su baja demanda computacional.

La Tabla 3.1 muestra un resumen de los enfoques anteriormente descritos. En la presente investigación se enfocará en realizar meso-modelos de la mampostería de BT-CE.

Tabla 3.1: Consideraciones, ventajas y desventajas de los enfoques de modelado numérico

Modelado numérico	Material	Ventaja	Desventaja
Micro-modelado	<ul style="list-style-type: none"> • Unidad: elemento continuo • Mortero: elemento continuo • Interfaz: elemento discontinuo Cada elemento posee sus propios parámetros mecánicos: propiedades mecánicas y relaciones constitutivas.	<ul style="list-style-type: none"> • Alta precisión. • Mayor detalle en los mecanismos de falla. • Conveniente para investigaciones. 	<ul style="list-style-type: none"> • Alto costo computacional. • Requiere más datos de entrada.
Micro-modelado simplificado	<ul style="list-style-type: none"> • Unidad: elemento continuo (adopta la geometría de las juntas) • Mortero e interfaz: elemento discontinuo (espesor igual a cero) Cada elemento posee sus propios parámetros mecánicos: propiedades mecánicas y relaciones constitutivas.	<ul style="list-style-type: none"> • Alta precisión. • Costo computacional moderado. • Presenta mecanismos de falla detallado. 	<ul style="list-style-type: none"> • Requiere más datos de entrada respecto al macro modelado.
Macro-modelado	<ul style="list-style-type: none"> • Unidad, mortero e interfaz: elemento continuo y homogéneo. Los parámetros son un promedio de toda la mampostería como material homogéneo.	<ul style="list-style-type: none"> • Bajo costo computacional. • Conveniente para análisis estructural. 	<ul style="list-style-type: none"> • Menor precisión. • Los mecanismos de falla no son detallados.

3.2. Método de elementos finitos

El Método de Elementos Finitos (FEM por sus siglas en inglés) permite resolver problemas complejos de mecánica mediante la discretización del medio continuo en un número finito de elementos interconectados mediante puntos nodales, para posteriormente resolver las ecuaciones de cada elemento que permitan obtener la solución del problema global. Generalmente, las variables desconocidas son los desplazamientos nodales. En la Figura 3.2, se presenta el esquema de análisis mediante FEM para el rango lineal y no lineal.

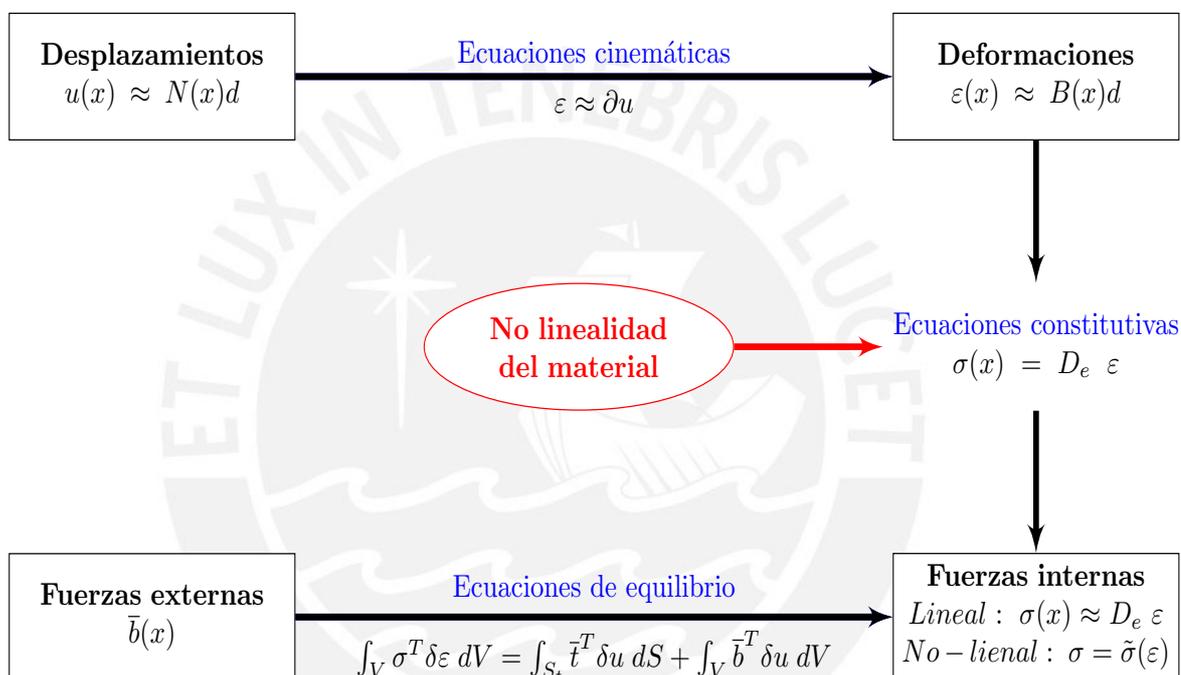


Figura 3.2: Diagrama de procedimiento de análisis lineal y no lineal con el Método de Elementos Finitos (FEM) (Lourenço, 1996).

Donde $u(x)$ se refiere al estado de desplazamientos del elemento; $N(x)$ es la función de forma; d son los desplazamientos nodales; $\varepsilon(x)$ representa las deformaciones del elemento; $B(x)$ es la matriz que relaciona los desplazamientos y deformaciones; D_e representa la matriz de elasticidad; σ es el estado de esfuerzos. Luego, la matriz de rigidez del elemento queda representada por la siguiente expresión para el análisis lineal.

$$K = \int_V B^T D^T B dV \quad (3.1)$$

La formulación anterior a partir de las ecuaciones de equilibrio permite generar ecuaciones lineales, donde la solución son los valores nodales.

$$K \cdot d = f_{externas} \quad (3.2)$$

Para el caso del análisis no lineal, las Ecuaciones constitutivas incluyen los criterios y propiedades de plasticidad, daño y las relaciones esfuerzo-deformación propias del material en estudio.

Asimismo, para el estado inelástico la resolución de las ecuaciones se realiza mediante métodos numéricos iterativos; por ejemplo, el método Newton-Raphson regular, Newton-Raphson modificado, Rigidez constante, Rigidez lineal, Quasi-Newton, etc.

Se considera que un factor importante para analizar la respuesta de las juntas de mampostería ante esfuerzos cortantes viene a ser la capacidad de generar estados uniformes de tensión en las juntas. Sin embargo, ante los ensayos experimentales resulta difícil el obtener dicho comportamiento debido a que el equilibrio restringe la introducción de estados no uniformes de tensiones normales a la junta (Lourenço, 1996). Asimismo, Pluijm (1993) planteó un método de caracterización del comportamiento a constante para la mampostería considerando ensayos en especímenes confinados bajo cargas variables para establecer un comportamiento real de la interfaz junta-mortero con un alto nivel de confinamiento en el ensayo de corte. Los resultados se presentaron en curvas exponenciales decrecientes (estado de ablandamiento) con una resistencia inicial residual en donde las áreas encerradas por la curva de tensión-desplazamiento y la resistencia residual dio lugar a la energía de fractura G , que esta asociada a mecanismos de corte y los valores promedios van de 0.01 a 0.25 N/mm con presencia de cohesión entre 0.1 y 1.8 N/mm². Pluijm (1993) considera que el valor de la energía de fractura depende también del nivel de confinamiento al que se encuentra sometida la muestra.

3.3. Estrategias de micro modelado

El enfoque de micro-modelado es posible dividirlo en varios tipos según la estrategia. Por el nivel de detalle, el micro-modelado detallado con las consideraciones explicadas anteriormente es el de mayor precisión y más realista. (Andreotti et al., 2018) simulan ensayos de corte inicial con esta estrategia.

Por otro parte, el enfoque de meso-modelación es posible dividirlo en tres estrategias: Micro-modelo Continuo, Micro-modelo Discreto y Micro-modelo Continuo-Discreto.

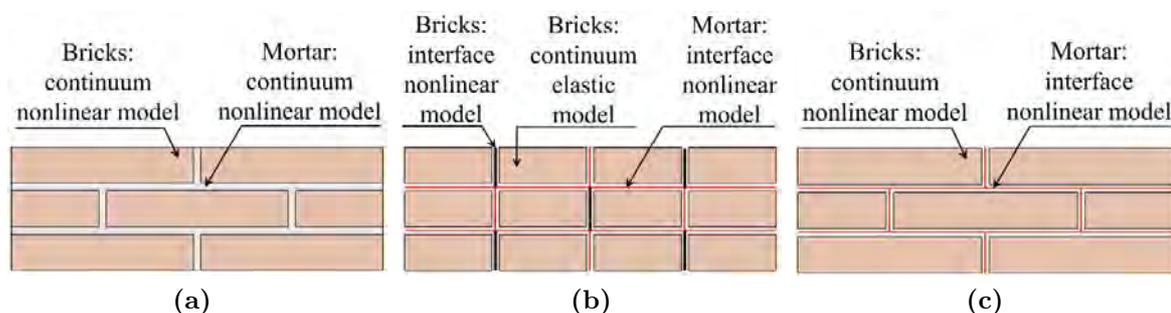


Figura 3.3: Estrategias de micro-modelado simplificado (Petracca et al., 2017).

Primero, el Micro-modelado Continuo (Figura 3.3a) considera las unidades y las juntas de mortero como elementos continuos con sus respectivas propiedades no lineales en ambos. Esta estrategia no modela la interfaz unidad-mortero. Parisi et al. (2016) aplica esta estrategia en el modelado de mampostería de piedra de toba, debido a que la unidad y el mortero presentan propiedades mecánicas similares, la interfaz no influye de manera relevante en el comportamiento de muros bajo cargas en el plano. Además, (Pina-Henriques & Lourenço, 2006) generan modelos de sectores de primas de albañilería bajo esta estrategia y (Bertolesi et al., 2016) para muretes reforzados.

Segundo, el Micro-modelado Discreto (Figura 3.3b) agrupa las juntas de mortero y el mortero como elementos de interfaz y las unidades son elementos continuos elásticos. La propiedades no lineales son consideradas en estos elementos. Asimismo, un mecanismo de falla experimental es considerado en esta estrategia incluyendo en las unidades interfaz vertical en medio de ellos (ver detalle en la Figura 3.4), el cual representa un potencial agrietamiento. (Miccoli et al., 2015a) empleó este enfoque para simular ensayos de compresión uniaxial y diagonal en mampostería de tierra.

Tercero, la última (Figura 3.3c) es una combinación de las estrategias anteriores. Este considera las unidades como elementos continuos con propiedades no lineales. Asimismo, las juntas y el mortero son agrupados en elementos de interfaz con sus propiedades no lineales. (Abdulla et al., 2017; Bolhassani et al., 2015; Lourenço et al., 2005), en sus investigaciones, han desarrollado simulaciones bajo este tipo de modelado.

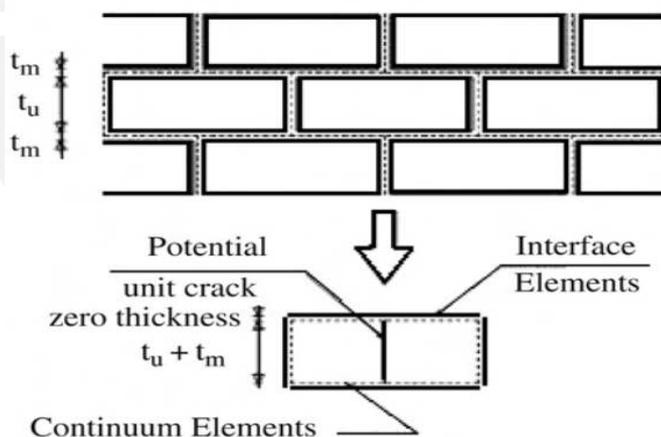


Figura 3.4: Detalle de Micro-modelado discreto (Senthivel & Lourenço, 2009).

Las dos últimas estrategias son las más aplicadas por los investigadores para el modelado numérico de la mampostería.

En esta investigación, la estrategia que se aplicará en el modelado de la mampostería es el Micro-modelado Continuo-Discreto. La selección de este tipo es porque la mampostería en estudio tiene junta seca entre bloques y ,además, se cuenta con las propiedades no lineales experimentales de BTCEs.

3.4. Modelado de mampostería

3.4.1. “Modelo Total Strain Crack”

El modelo “Total Strain crack” es uno de los más empleados en el modelado de materiales cuasi-frágiles como el concreto, la mampostería, unidades y juntas mortero. Este modelo constitutivo caracteriza numéricamente los mecanismos de falla del material. El estado de esfuerzos son evaluados en la dirección de las deformaciones, así como también el agrietamiento. Asimismo, debido a la dirección y propagación del agrietamiento, el modelo es dividido en dos enfoques: “Fixed orthogonal crack model (FCM)” y el “Coaxial rotating crack model (RCM)”.

En el caso del enfoque FCM es aplicado, se tiene que definir la reducción de la rigidez a corte del material. El factor β indica la cantidad de módulo de corte reducido a partir del agrietamiento (Figura 3.5c). Asimismo, el factor está en un rango entre 0 y 1. Un valor de β igual a 0.1 es adecuado para mampostería (Van Noort, 2012). Cabe resaltar que, el comportamiento en corte es modelado de manera implícita al considerar una relación que garantiza la coaxialidad entre los esfuerzos y las deformaciones principales (enfoque para la función “Rotating Crack Model”).

Por otra parte, el RCM plantea que el agrietamiento inicia cuando los esfuerzos alcanzan el valor de f_t del material. Entonces, la relación constitutiva esfuerzo-deformación y la dirección de agrietamiento, para cada momento, son evaluados en la dirección de deformaciones principales, el cual rota constantemente.

Para este modelo, la relación constitutiva de Esfuerzo-deformación del material bajo cargas de compresión se puede representar mediante la curva parabólica, Figura 3.5a. Este modelo constitutivo es típico para presentar el comportamiento mecánico de unidades (bloques), mortero o la propia mampostería. El comportamiento no lineal está basado en la energía de fractura del material.

Para el caso de esfuerzos de tracción, el modelo constitutivo empleado es exponencial, Figura 3.5b. Este modelo es el que se asemeja más a la respuesta mecánica experimental de bloques y morteros (Van Noort, 2012). La fase no lineal depende de la energía de fractura G_f^I . Asimismo, en las Figuras 3.5a y 6.1b, se observa que el área bajo la curva están relacionados con la longitud característica " h ". Este último parámetro tomará un valor de acuerdo a las dimensiones que tomen los elementos que componen la malla de elementos finitos. En el caso de elementos de 2D, h será la raíz cuadrada del área del elemento. Es decir, las relaciones constitutivas tipo Parabolic y Exponential son sensibles al tamaño de la malla de elementos finitos considerada, debido al parámetro h .

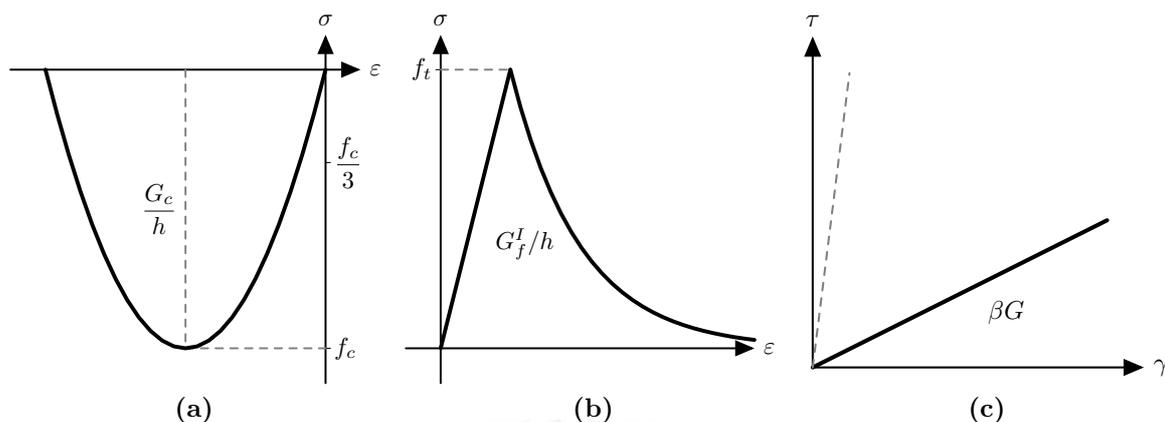


Figura 3.5: Ley constitutiva del Total Strain Crack model para (a) compresión Parabólico, (b) tracción Exponencial y (c) Reducción del módulo de corte (DIANA, 2015).

En el caso del enfoque FCM es aplicado, se tiene que definir la reducción de la rigidez a corte del material. El factor β indica la cantidad de módulo de corte reducido a partir del agrietamiento (Figura 3.5c). Asimismo, el factor está en un rango entre 0 y 1. Un valor de β igual a 0.1 es adecuado para mampostería (Van Noort, 2012).

3.4.2. Interfaz entre unidades

Las juntas de mampostería presenta diferentes mecanismos de falla. Estos son el agrietamiento en la junta (Figura 3.6a); deslizamiento a lo largo de la junta horizontal (Figura 3.6b); agrietamiento de la unidad en tracción directa (Figura 3.6c); agrietamiento por tracción diagonal en las unidades con valores de esfuerzo normal suficientes para desarrollar fricción en la interfaz (Figura 3.6d); y división de las unidades por tracción debido a la dilatación del mortero para altas cargas normales, Figura 3.6e (Lourenço & Rots, 2002).

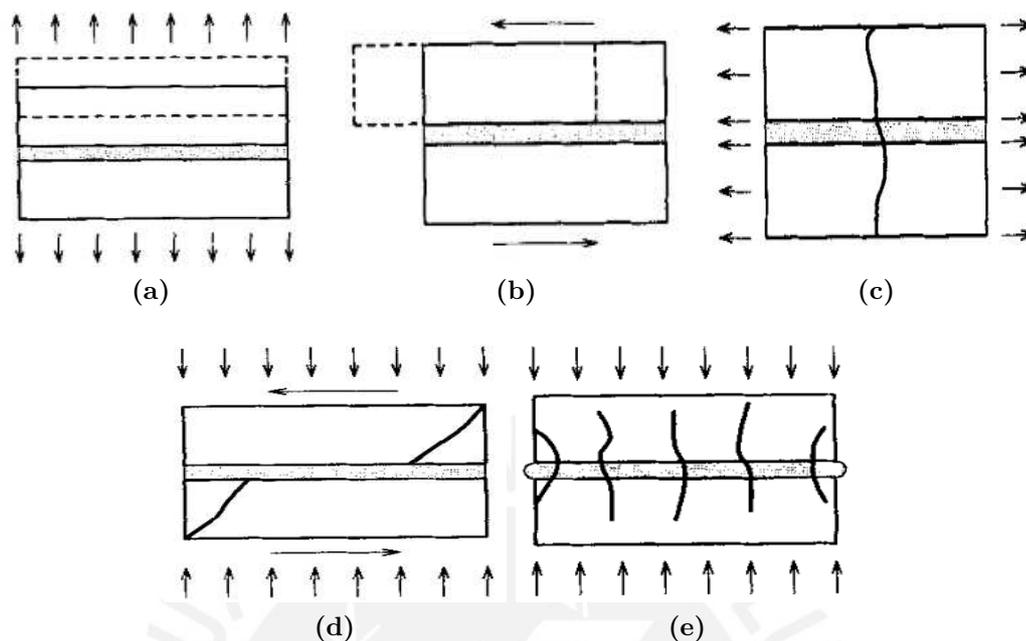


Figura 3.6: Mecanismos de falla: (a) Agrietamiento en la junta, (b) deslizamiento en la junta horizontal, (c) agrietamiento en las unidades, (d) agrietamiento diagonal y (e) división de unidades (Lourenço & Rots, 2002).

La interfaz en unidad-mortero dependerá de la estrategia de micro modelado que se adopte. Para micro-modelado simplificado, la interfaz y el mortero se unifican y se puede adoptar el modelo de fricción Mohr-Coulomb, Figura 3.7a. Este modelo de interfase ha demostrado ser eficiente para representar el modo de falla de la mampostería de junta seca para estados de esfuerzos moderados Lourenço & Ramos (2004). (Lin et al., 2014; Miccoli et al., 2015a; Senthivel & Lourenço, 2009) han aplicado este modelo de fricción en sus modelos. Este modelo relaciona los esfuerzos normales con los de corte mediante una relación lineal y la pendiente es la tangente del ángulo de fricción interna.

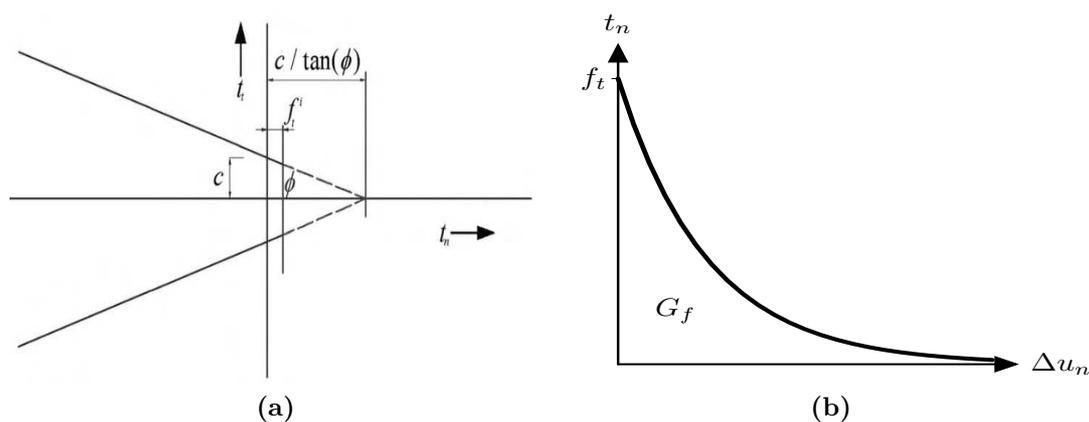


Figura 3.7: (a) Modelo de fricción de interfaces (Senthivel & Lourenço, 2009) y (b) Ley constitutiva de tracción (Miccoli et al., 2015a).

Por otro lado, el modelo constitutivo de potencial de agrietamiento (Figura 3.7b) es adecuado para la interfaz aplicada en medio de los bloques. Esta relación discreta de agrietamiento relaciona la resistencia a la tracción con el desplazamiento relativo y ancho de grieta.

3.5. Propiedades de la mampostería para modelado

En algunos casos, no todas las propiedades no lineales del material en estudio no han sido determinadas de manera experimental. Por ello, algunas propiedades han sido objeto de estudio en otras investigaciones, de las cuales se han encontrado relaciones entre parámetros y valores obtenidos para un tipología de mampostería similar a la que se estudia.

3.5.1. Propiedades de bloques

Los parámetros mecánicos de los bloques requeridos para el modelado numérico son principalmente los siguientes: E módulo de elasticidad; ν coeficiente de Poisson; resistencia a la compresión f_c ; resistencia a la tracción f_t ; y las energías de fractura tanto para compresión G_c y tracción G_t .

La resistencia a la tracción (f_t) puede ser tomada como un valor entre un 5 % – 10 % de la resistencia a la compresión (f_c). Además, (Lourenço, 2009) establece factores de 0.90 y 0.50 para obtener el valor de la resistencia a la tracción mediante ensayos de compresión diametral y flexión en bloques, respectivamente. Además, la resistencia se puede obtener de dividir por 1.2 la resistencia a la flexión (Lignola et al., 2009).

Por otro lado, el calculo de la energía de fractura a tracción, en caso no se cuente con información, puede ser estimada mediante el índice de ductilidad en tracción d_u . El índice es el cociente entre la energía de fractura y la resistencia, Ecuación (3.3). El d_u representa la energía de fractura normalizada con respecto a la resistencia para tratar de caracterizar la fragilidad del material en cuestión; por ello, mientras el valor de d_u sea menor significa que el material es más frágil para cierto tipo de esfuerzos. El valor recomendado de d_u es 0.029 mm para unidades como referencia sino se cuenta con valores experimentales (Lourenço, 2009).

$$d_u = \frac{G_f}{f_t}; f_t = \frac{f_c}{10} \quad (3.3)$$

Para el caso de la energía de fractura a la compresión, el valor de ductilidad es $d_{u,c} = 1.6$ mm como valor máximo para valores de resistencias menores a 12 N/mm². En cambio para resistencias entre 12 N/mm² y 80 N/mm², la energía de fractura es calculada mediante la Ecuación (3.4). Asimismo, para valores de f_c mayores a 80 N/mm², la ductilidad es igual a $d_{u,c} = 0.33$ mm.

$$d_{u,c} = 15 + 0.43f_c - 0.0036f_c^2 \quad (3.4)$$

Asimismo, los mismos valores de ductilidad presentados tanto para tracción como compresión pueden ser empleados para determinar los valores de G_t y G_c del mortero de recubrimiento superficial.

3.5.2. Propiedades de la interfaz entre bloques

En el caso del micro modelado, este requiere dos tipos de rigideces, las cuales son denominadas como la rigidez de la unidad y de la junta.

La Rigidez normal de la junta $k_{n,junta}$ es calculada con las siguiente ecuación.

$$k_{n,junta} = \frac{1}{h\left(\frac{1}{E_m} - \frac{1}{E_b}\right)} \quad (3.5)$$

Donde: h es la altura de la unidad; E_m representa el Módulo de elasticidad de la mampostería; y E_b es el Módulo de elasticidad de bloque o unidad. Asimismo, la Rigidez tangencial $k_{t,junta}$ de la junta se calcula mediante la siguiente ecuación, considerando la teoría de elasticidad.

$$k_{t,junta} = \frac{K_{n,junta}}{2(1 + \nu)} \quad (3.6)$$

Donde: ν es el coeficiente de Poisson.

3.6. Aplicaciones de micro modelado en mampostería

3.6.1. Mampostería de tierra

El potencial de los micros modelos para caracterizar la mampostería de tierra ha sido demostrado en varios trabajos. Por ejemplo, (Miccoli et al., 2015b) ha realizado ensayos de resistencia inicial al corte, compresión uniaxial y diagonal. Los ensayos permitieron obtener los valores experimentales de cohesión, ángulo de fricción interna de la interfaz, módulo de elasticidad, módulo de corte, resistencia a la compresión y al corte de la mampostería. Luego, los modelos numéricos se elaboraron en el software DIANA FEA (Figura 3.8) para simular los ensayos bajo los enfoques de micro y macro modelado.

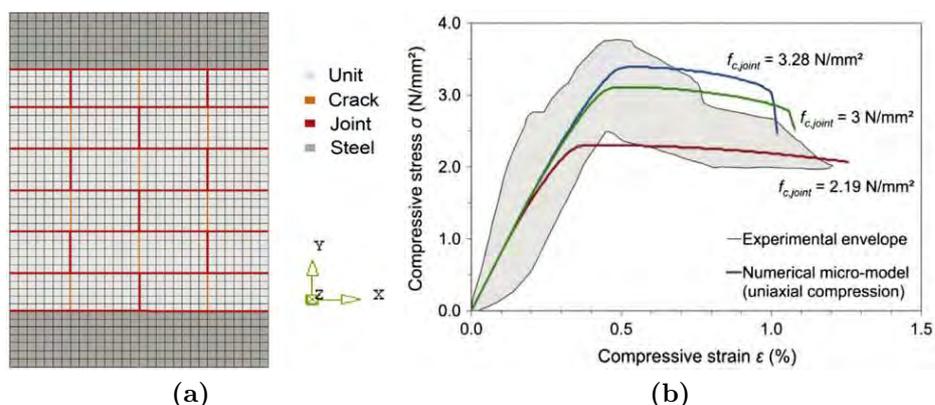


Figura 3.8: a) Malla de elementos finitos del micro modelo de prisma y (b) ,y comparación de los resultados resultado numérico con la envolvente experimental.

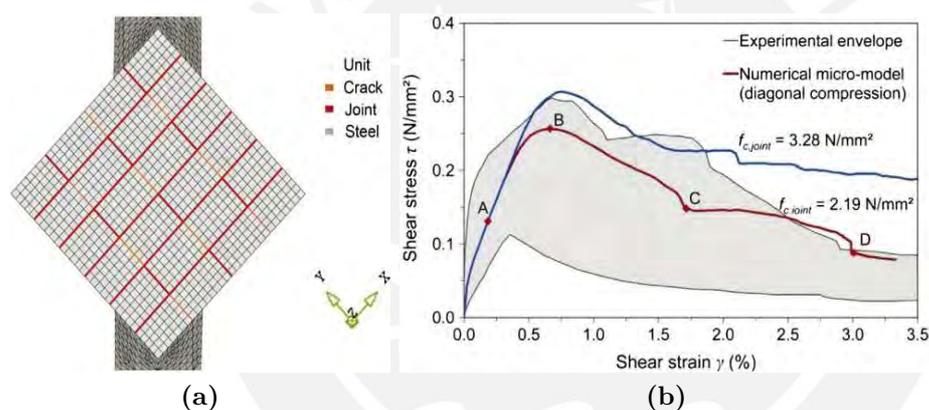


Figura 3.9: a) Malla de elementos finitos del micro modelo de murete y (b) ,y comparación de los resultados resultado numérico con la envolvente experimental.

Para el caso del micro modelado, se consideraron modelos constitutivos tanto para los bloques como para la interfaz. Los bloques se modelaron como elementos continuos y elásticos con una interfaz en la parte media. Esta interfaz fue analizada con el modelo “Discrete cracking” considerando un ablandamiento exponencial bajo cargas de tracción. Por otro parte, se consideró el modelo “Combined cracking-shearing-crushing” para la interfaz unidad-mortero propuesto por (Lourenço & Rots, 2002) . Los modelos constitutivos descritos fueron aplicados para ambas simulaciones. Los resultados obtenidos fueron satisfactorios tanto a nivel de la curva de esfuerzo versus deformación unitaria y representación del agrietamiento observado en los experimentos.

Asimismo, Senthivel & Lourenço (2009) realizaron una simulación numérica mediante micro modelado de ensayos de carga cíclica de muros de piedra aserrada con junta seca; de piedra irregular con mortero; mampostería de escombros con mortero. Las propiedades mecánicas requeridas para los modelos fueron obtenidas de manera experimental el trabajo de (Vasconcelos, 2005). Para el caso del muro con mampostería de junta seca, los bloques fueron modelados como continuos y elásticos, y no se

consideró el potencial agrietamiento en medio de ellos, ya que no se observó dicha falla en los ensayos experimentales.

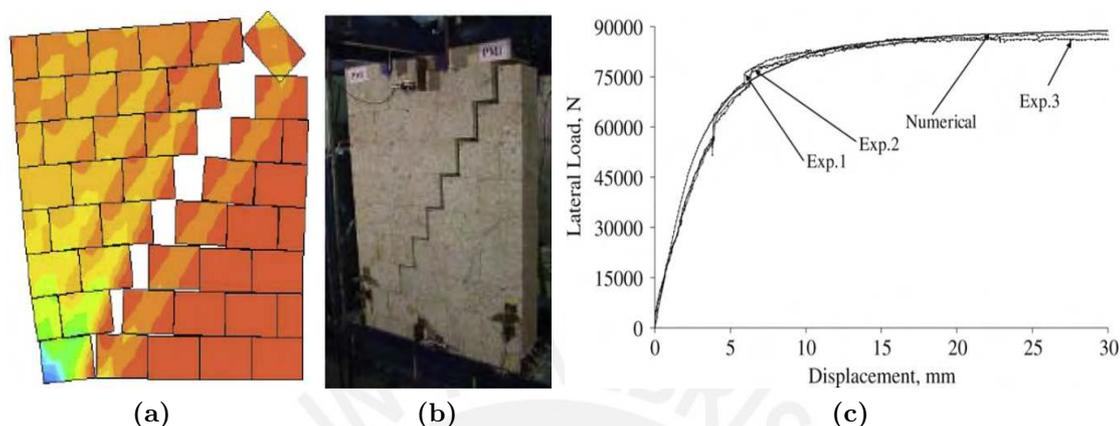


Figura 3.10: (a) Resultados de estado de deformación numérico, (b) experimental y (c) comparación de curvas de capacidad experimentales y numéricas (Senthivel & Lourenço, 2009).

Por otro parte, las propiedades lineales de la interfaz entre los bloques fueron la rigidez normal y tangencial. El primero fue calculado en base a los módulos de elasticidad de ensayos de compresión uniaxial de pilas y muretes, y el segundo se determinó mediante lo propuesto por (Lourenço, 1996). El comportamiento no lineal de la interfaz fue representado mediante el modelo “Combined cracking-shearing-crushing”. Los resultados representaron tanto el comportamiento de la curva de carga versus desplazamiento lateral (Figura 3.10c), y los mecanismos de falla (Figura 3.10b), ya que se observó la separación en las juntas, Figura 3.10a.

En el caso de pilas con junta seca, (Ben Ayed et al., 2016) caracterizaron el comportamiento mecánico de unidades y pilas con BTCE de manera experimental y numérica. El proyecto realizó ensayos de compresión uniaxial de pilas conformadas por uno, dos y tres BTCEs. Debido a la junta seca, el ensayo compresión uniaxial de bloques cortados a diferentes ángulos de orientación fue requerido para determinar las propiedades de fricción de la interfaz de contacto y poder ser caracterizado numéricamente. El análisis numérico empleó el software ABAQUS, ya que cuenta con los modelos para analizar la mampostería. El modelo constitutivo aplicado a los bloques fue elástico lineal y a la superficie de contacto una interfaz de fricción bajo la ley de Coulumb.

Posteriormente, se evaluó la concentración de esfuerzos principales de tracción para compararlo con los patrones de agrietamiento de los ensayos, Figura 3.11a. Asimismo, el comportamiento elástico presentado de los modelos fue comparado con el experimental. Los resultados mostraron una similitud aceptable, Figura 3.11b.

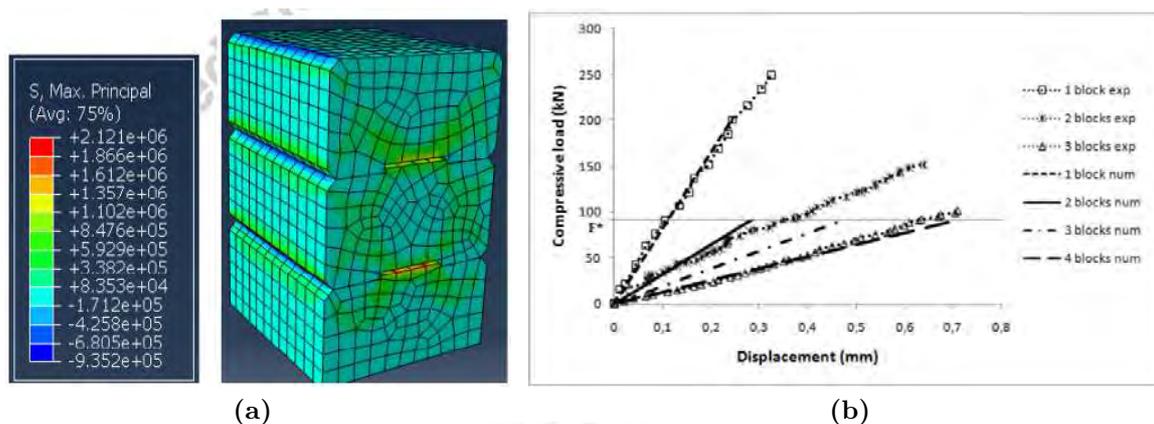


Figura 3.11: (a) Resultados de estado de esfuerzos finales del micro modelo y (b) validación de los resultados del modelo con los experimentales (Ben Ayed et al., 2016).

3.6.2. Mampostería reforzada

El modelado numérico de la mampostería reforzada externamente de manera superficial presenta mayor complejidad, debido a que se debe modelar la mampostería, el tipo de refuerzo y la interacción refuerzo-mampostería. Asimismo, la mampostería puede ser dividida entre modelos continuos de unidades y mortero.

Este tipo de modelado se puede dividir en dos grupos, los cuales son: el que considera el comportamiento del refuerzo y soporte de la interfaz en el modelo de refuerzo o mampostería mediante homogenización y el que modela la mampostería, el refuerzo y la interfaz de manera separada Basili et al. (2016).

(Holliday et al., 2016) indicaron que los esfuerzos en muros para soportar los esfuerzos de tracción para muros de mampostería para cargas en el plano deben ser biaxiales. Debido a que el muro en el plano se comporta como una losa de dos direcciones. Por ello, es frecuente el uso de mallas como refuerzo.

Diversos modelos numéricos han sido realizados para caracterizar la mampostería con refuerzo superficial. Estos investigadores han aplicado diferentes enfoques para modelar la mampostería, la interfaz, el mortero de refuerzo y la malla de refuerzo en caso se haya aplicado.

Por ejemplo, Lignola et al. (2009) simuló ensayos de compresión diagonal en mampostería de toba sin y con refuerzo de una matriz cementosa. En el enfoque de micro modelado aplicado se consideró a los bloques y morteros entre bloques con un comportamiento en compresión parabólico y en tracción con decaimiento exponencial; por otro lado, el refuerzo se subdividió entre la matriz de mortero y la malla de refuerzo. La matriz con la ley constitutivo igual a los bloques y el mortero, y la malla como un material frágil y con aporte solo en tracción. Este tipo de enfoque también fue aplicado por Basili et al. (2016) en el mismo tipo de ensayo y mampostería con un sistema de refuerzo compuesto de mortero con una malla de basalto. Sin embargo, la diferencia radica en que este trabajo consideró a la mampostería como un elemento continuo y

homogéneo. En la Figura 2.18 se presenta los resultados eficientes de agrietamiento experimental y numérico del autor para los especímenes sin reforzar y reforzados.

Por otro lado, Gabor et al. (2006a) trabajó reforzando mampostería con malla FRP. En este caso, el enfoque modelar la mampostería como elemento continuo y homogéneo (macro modelado). Por otro lado, el refuerzo, el mortero del refuerzo como elemento membrana y solo comportamiento mecánico en tracción. En la Tabla 2.1 se presenta un resumen de los enfoques de modelado numéricos empleados por diversos autores para simulación de compresión diagonal de mampostería reforzada.



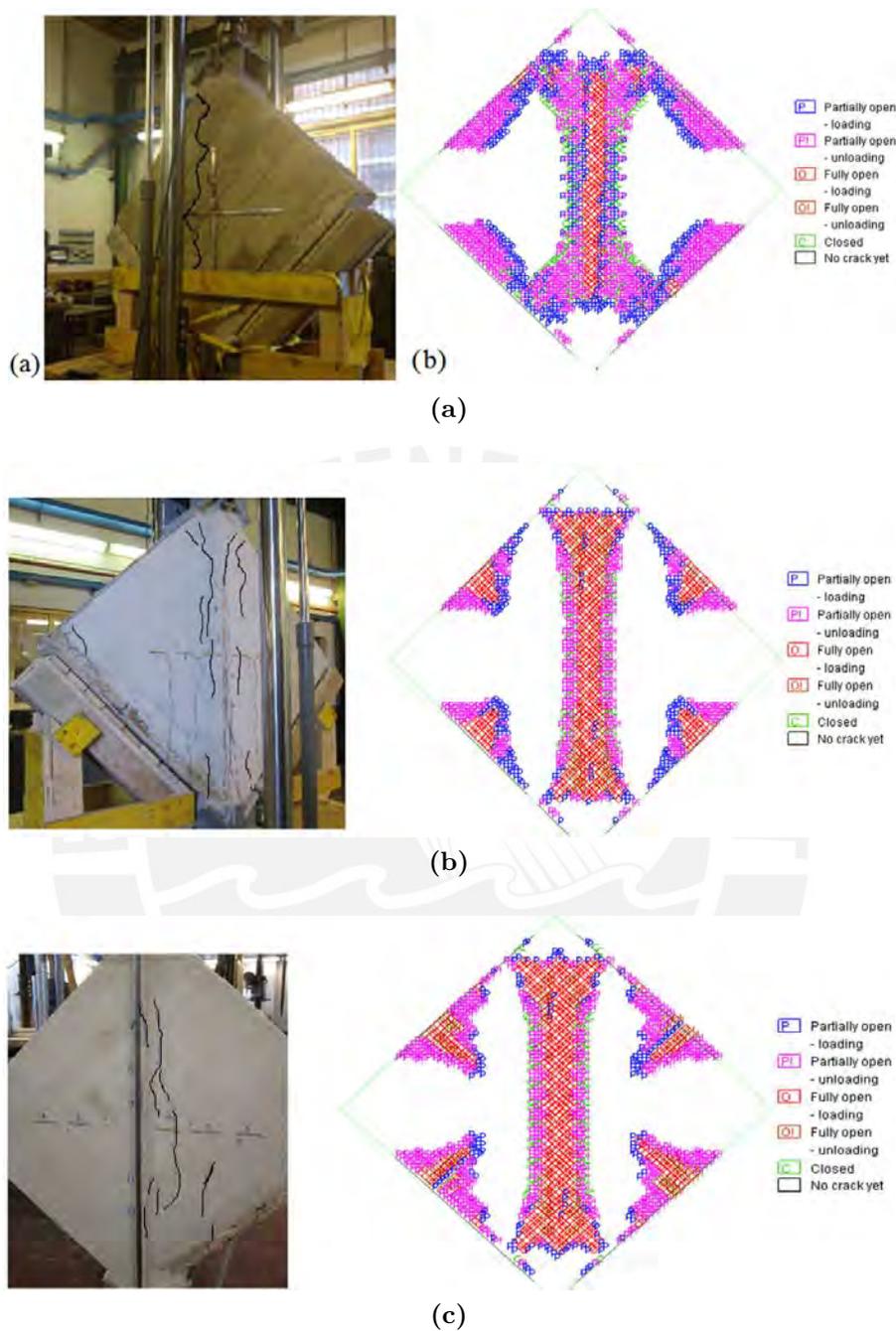


Figura 3.12: (a) Resultados de estado de agrietamiento final experimental y numérico (a) muerte son refuerzo (b) reforzado en un solo lado (c) y reforzado en ambos lados (Basili et al., 2016).

La Tabla. 3.2 presenta un resumen de las estrategias de modelado y resultados obtenidos por investigadores para simular ensayos de compresión diagonal.

Tabla 3.2: Resumen de de investigaciones en modelado numérico de mampostería reforzada

Autor	Mampostería	Refuerzo	Estrategia modelado	Resistencia experimental	Resistencia numérica
(Basili et al., 2016)	Unidad de toba y mortero	Mortero con malla de basalto	Bloques, mortero y matriz: elementos continuos, Malla: elemento frágil en tracción.	*SR 0.39 MPa *R1 0.52 MPa *R2 0.60 MPa	0.38 MPa 0.52 MPa 0.63 MPa
(Lignola et al., 2009)	Unidad de toba y mortero	Mortero cementicio con malla	Bloques, mortero y matriz: elementos continuos, Malla: elemento frágil en tracción.	*SR 0.24 MPa *R1 0.49 MPa *R2 0.59 MPa	0.28 MPa 0.43 MPa 0.60 MPa
(Gabor et al., 2006b)	Unidad de arcilla y mortero	Malla fibra de carbono (FC) y de vidrio (FV)	Bloques, mortero: elementos continuos y malla: frágil	*SR 332 kN FC 361 kN FV 384 kN	332 kN 361 kN 384 kN
(Corradi et al., 2014)	Unidad mortero de tierra histórica	Malla de plásticos con fibra de vidrio y mortero inorgánico	Bloques: elementos continuos, Mortero e interfaz: elementos interfaces	*SR 218 kN *R1 375 kN *R2 349 kN	133 kN 313 kN 349 kN
(Basili et al., 2019)	Unidad de arcilla y mortero	Mortero reforzado con malla de basalto	Bloques, mortero y matriz: elementos continuos, Malla: elemento frágil en tracción.	*SR 0.60 MPa *R1 0.66 MPa *R2 0.83 MPa	0.63 MPa 0.65 MPa 0.85 MPa

*SR: Sin refuerzo superficial; *R1: Refuerzo en una sola cara del murete; *R2: Refuerzo en ambas caras del murete.

Capítulo 4

Caracterización experimental de BTCs

4.1. Introducción

El objetivo de la caracterización mecánica de las unidades, matriz de reforzamiento superficial y sistemas de BTC con y sin refuerzo es determinar las principales propiedades mecánicas relativas a la capacidad de resistir diversas acciones de cargas aplicadas sobre los elementos en estudio. Estas cargas pueden ser de compresión, tracción, flexión, corte diagonal, corte cíclico, entre otras. La caracterización de los materiales de los bloques es importante debido a que estos resultados son esenciales para, posteriormente, realizar estudios numéricos en relación con el ensayo de corte cíclico en sistemas de BTC con y sin refuerzo.

4.2. Estudio de la materia prima y propuesta de dosificaciones

4.2.1. Estudio de la materia prima

Como primer paso para el estudio de la materia prima se debe realizar la caracterización física del suelo mediante ensayos de laboratorio con el fin de determinar el tipo de suelo y analizar las propiedades de fábrica de los estabilizantes para posteriormente mejorar el suelo y obtener un material apto para la correcta fabricación de bloques de tierra comprimida (BTC) y morteros de la matriz de reforzamiento superficial.

Para las etapas de caracterización física del suelo y evaluación de las dosificaciones óptimas se utilizó un suelo del tipo arcilloso-orgánico procedente del distrito de Ventanilla ubicado en la provincia del Ventanilla (ver Figura 4.1a), mientras que para la etapa de caracterización mecánica se utilizó un suelo procedente de Carabayllo (ver Figura 4.1b). El motivo del uso de dos tipos de suelo fue debido a que no se contó con una buena cantidad del primer suelo para la ejecución de todo el proyecto, por lo

que se tuvo que adquirir material adicional procedente de otro lugar, no obstante al ser mejorados se consiguieron propiedades físicas similares entre ambos materiales. Se tamizaron los suelos usando la malla #4 para fabricar bloques y usando la malla #10 para fabricar los morteros de la matriz de reforzamiento superficial, y luego mejorados mediante la adición de arena fina y gruesa con el objetivo de que la granulometría del suelo cumpliera con las exigencias establecidas por la norma española UNE-41410 (2008) para bloques y la norma africana ARS 681 (1996) para analizar el mortero de la matriz de reforzamiento.



Figura 4.1: a) Suelo procedente de Ventanilla y b) suelo procedente de Carabayllo.

Se tomaron tres (03) muestras significativas del suelo de 5-7 kg aproximadamente con la finalidad de que los resultados obtenidos en los ensayos sean representativos. Asimismo, las muestras se etiquetaron como M-1, M-2 y M-3 (ver Figura 4.2), para luego ser llevadas al laboratorio y realizar los ensayos de caracterización física.



Figura 4.2: Esquema de los puntos de extracción de muestras del suelo.

De las muestras M-1, M-2 y M-3 se observó que el tamaño máximo de las partículas era de $1\frac{1}{2}$ " por lo que se tomaron 3 kg de cada muestra. Posteriormente se etiquetaron las muestras de trabajo como T-1, T-2 y T-3 como se muestra en la Figura 4.3. Cada muestra se colocó en una bandeja metálica para ser llevada al horno durante 16 horas a una temperatura de 110 ± 5 °C. Luego de retirar las muestras del horno fueron

tamizadas con ayuda de la malla #10 para ser separadas en dos porciones: material retenido (gravas) y material que pasa (finos) la malla #10.

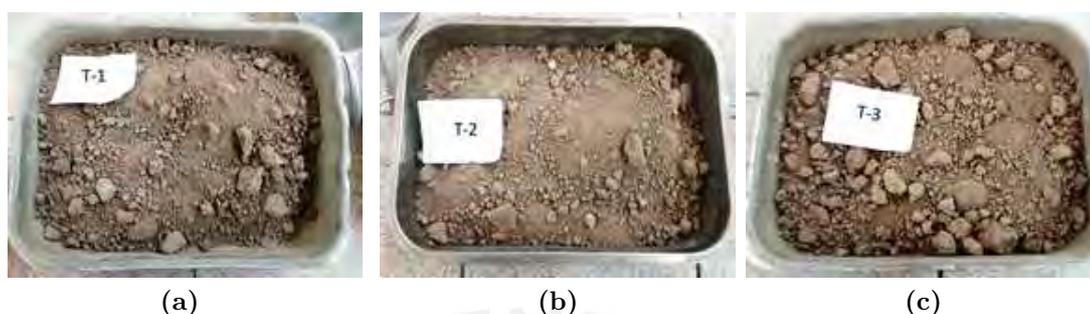


Figura 4.3: Muestras a) T-1, b) T-2 y c) T-3 extraídas de M-1, M-2 y M-3 respectivamente.

4.2.2. Caracterización física

4.2.2.1. Análisis granulométrico por tamizado y sedimentación

Uno de los principales ensayos es el análisis granulométrico por tamizado considerando la norma ASTM D422-63 (2007). Se deben considerar como mínimo tres muestras de suelo de 3 kg aproximadamente. Cada muestra se coloca en una bandeja metálica para ser llevada al horno durante 16 horas a una temperatura de 110 ± 5 °C. Luego se retiran las muestras del horno para ser tamizadas con ayuda de la malla #10 y se separan en dos porciones: material retenido (gravas) y material que pasa la malla #10 (finos). Se debe corroborar que la suma de ambas porciones difiera en menos del 1% del peso inicial. Las porciones retenidas por la malla #10 se colocan en recipientes a los cuales se les agrega agua hasta cubrir el material y se deja remojar alrededor de 15 minutos.

Durante el proceso del lavado se deben eliminar aquellas partículas finas que se adhieren a las partículas de suelo. Luego de 15 minutos nuevamente se lava el material utilizando la malla #10 y las muestras van al horno durante 16 horas. Luego de dicho periodo se retiran las muestras y son separadas en fracciones usando las mallas 3" (75mm), 2" (50mm), 1 1/2" (37.5mm), 1" (25mm), 3/4" (19mm), 3/8" (9.5mm), #4 (4.75mm) y #10 (2mm) (ver Figura. 4.4a), y que posteriormente se pesan. Para las porciones de suelo que pasan por la malla #10 se toman aproximadamente 200 gr y se anotan los valores del peso exacto. Luego se coloca el material en un recipiente y se agrega agua hasta cubrirlo dejando que remoje por al menos 15 minutos. Usando la malla #200 se lava el material con mucho cuidado hasta que el agua que escurre sea lo más transparente posible. Luego el material lavado se traslada a un recipiente y se lleva al horno durante 16 horas. Transcurrido este tiempo se pesa el material seco y se procede con el tamizado usando las mallas: #10 (2mm), #20 (0.84mm), #40 (0.426mm), #60 (0.25mm), #140 (0.105mm) y #200 (0.075mm), (ver Figura 4.4b). Se determinan los pesos de cada fracción y se verifica que la suma de éstas sea igual a la

cantidad de muestra seca inicial o que no difiera en más del 1 %.



Figura 4.4: Juego de mallas para tamizar el material (a) retenido y el (b) que pasa por la malla #10.

Para el tamizado por sedimentación se utilizan aproximadamente 65gr del suelo fino y se anotan los valores del peso exacto. Para iniciar con la dispersión de la muestra se coloca en un recipiente con 125 ml de solución al 4% en peso de hexametáfosfato de sodio. Se mezcla el material con la solución hasta obtener un suelo totalmente húmedo como se muestra en la Figura. 4.5a, y se deja remojando durante 24 horas. Luego se dispersa muy bien la muestra con ayuda de la batidora, para ello se transfiere la mezcla de suelo, agua y defloculante al vaso de la batidora lavando cualquier residuo con agua destilada (ver Figura 4.5b y 4.5c).

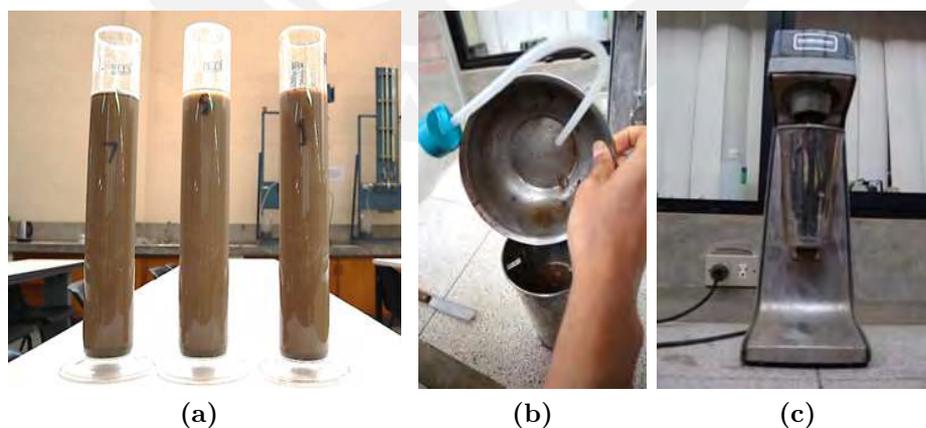


Figura 4.5: (a) Muestras de 65 gr de suelo fino y mezcladas con la solución de hexametáfosfato de sodio. (b) y (c) Mezcla colocada en la licuadora añadiendo agua destilada.

Después, se debe agregar agua destilada al vaso de la batidora hasta que esté lleno a más de la mitad de su capacidad y se deja batir durante un minuto aproximadamente. Inmediatamente después se transfiere la mezcla al cilindro de sedimentación y se añade

agua destilada hasta la marca de 1000 ml. Se cubre el extremo abierto del cilindro usando la palma de la mano o tapón de goma y se gira colocándolo boca arriba y boca abajo durante un minuto a fin de completar la agitación de la mezcla como se detalla en la Figura 4.6a. La Figura 4.6b muestra el comienzo de la toma de lecturas con el hidrómetro considerando los intervalos siguientes: 1, 2, 3, 4, 8, 15, 30, 60, 120, 240 y 1440 minutos.

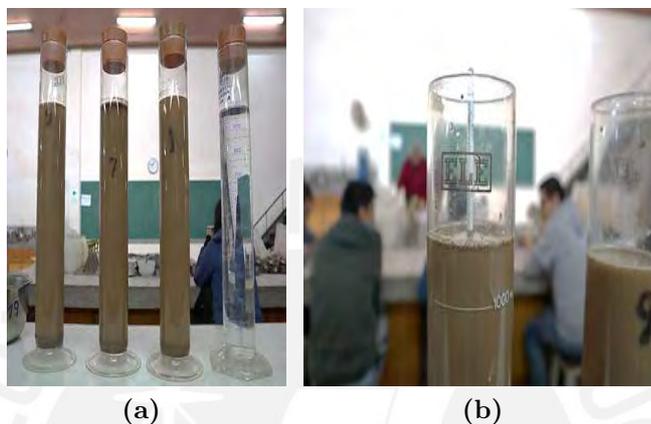


Figura 4.6: (a) Muestras agitadas del suelo fino. b) Toma de lecturas usando el hidrómetro.

Para efectuar las lecturas, se inserta cuidadosamente el hidrómetro dentro de la mezcla por unos 30 segundos antes de tomar la lectura. Tan pronto como se toma el dato se retira cuidadosamente el hidrómetro y se limpia delicadamente con papel para guardarlo en su caja hasta la siguiente lectura. Se prepara un cilindro de sedimentación con 1000 ml de líquido compuesto de agua destilada y de agente dispersante en la misma proporción utilizada en el cilindro con la muestra y se leen las correcciones del hidrómetro en ese cilindro. Luego de tomar la última lectura con el hidrómetro, se transfiere la suspensión a una malla #200 y se lava el material por dicha malla hasta que el agua que escurra salga lo más transparente posible. Se debe seguir el mismo procedimiento descrito para efectuar la granulometría de la porción que pasa la malla #10. Luego de realizar los ensayos de granulometría y sedimentación se pueden construir las curvas granulométricas del suelo en estudio.

La norma UNE-41410 (2008) brinda lineamientos para poder seleccionar un material adecuado para la fabricación de bloques de tierra comprimida (BTC) mediante la implementación de husos granulométricos, por lo que el suelo debe estar contenido en el área delimitada por los husos de la norma. En tal sentido, se realizaron los ensayos de granulometría por tamizado y sedimentación considerando que se analizaron tres muestras para cada suelo (Ventanilla y Carabayllo). Se construyeron las curvas granulométricas agrupadas en una sola envolvente la cual representa la granulometría promedio del suelo en estudio (ver Figura 4.7). De la misma forma, la norma africana ARS 681 (1996) brinda husos granulométricos que limitan la composición del suelo con el objetivo de obtener un material más fino y eficiente para fabricar morteros de la matriz de reforzamiento superficial que sean resistentes y compatibles con las unidades

de BTC. En la Figura 30b se muestra la envolvente de las curvas granulométricas del suelo original que es comparada con los husos granulométricos propuestos por la norma africana para el análisis de morteros. En el Anexo 1 se adjuntan los resultados numéricos del análisis granulométrico para todas las muestras de los suelos en estudio.

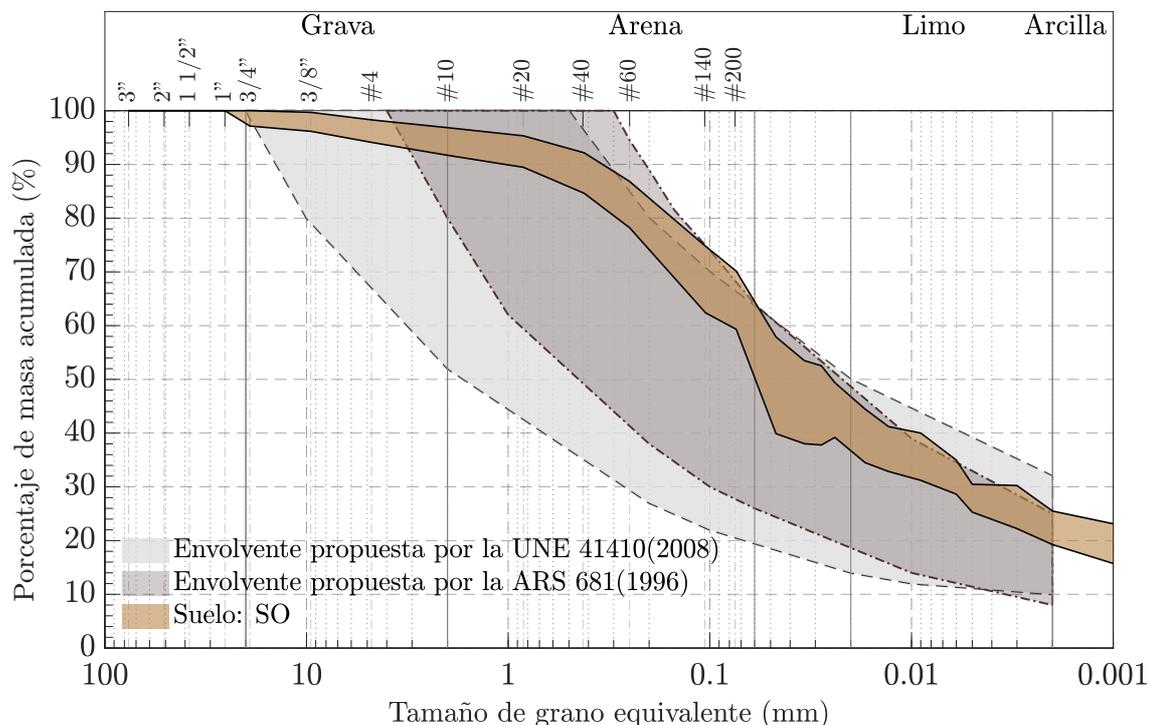


Figura 4.7: Envolvente de las curvas granulométricas de los suelos originales comparada con los husos granulométricos de la norma UNE-41410 (2008) y la norma ARS 681 (1996).

El suelo fue mejorado con el objetivo de evaluar las propiedades físicas de estos materiales y ser comparadas con los requerimientos propuestos por la norma UNE-41410 (2008). En la Figura. 4.8 se muestra la envolvente de las husos de la norma y envolvente del suelo construída con seis curvas granulométricas del suelo control (S1B).

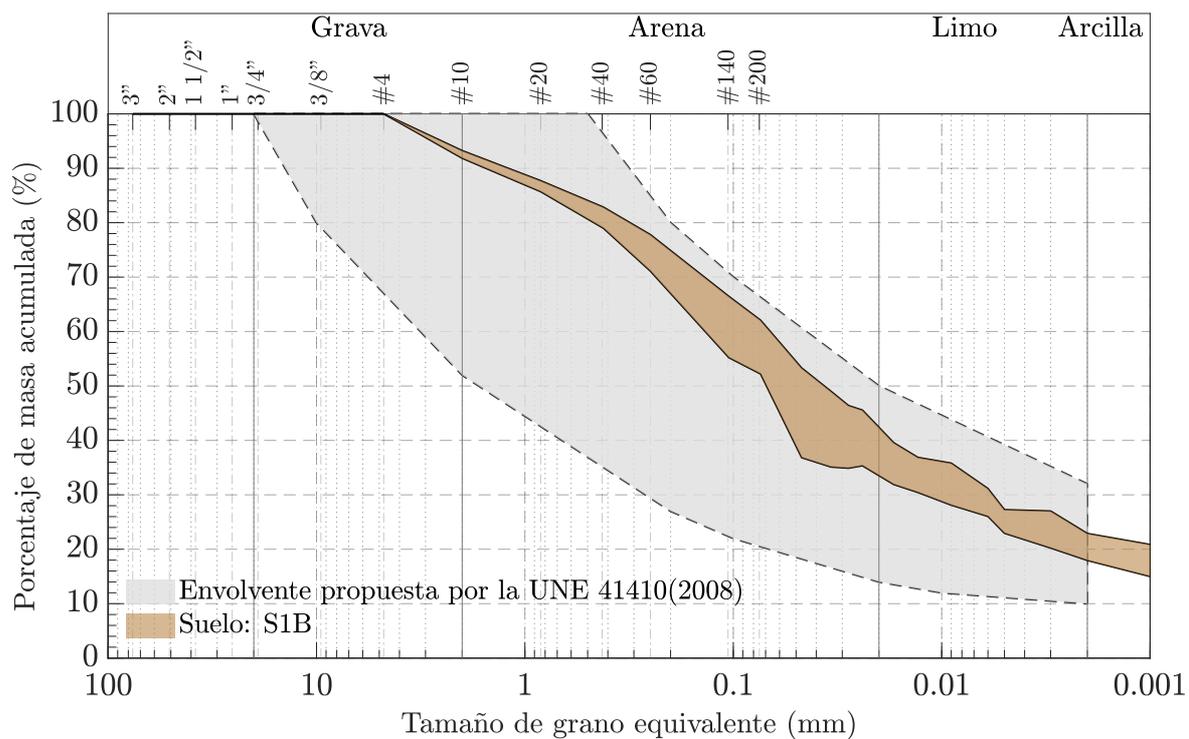


Figura 4.8: Envoltorio de curvas granulométricas del suelo control (S1B) y los husos de la norma UNE-41410 (2008)

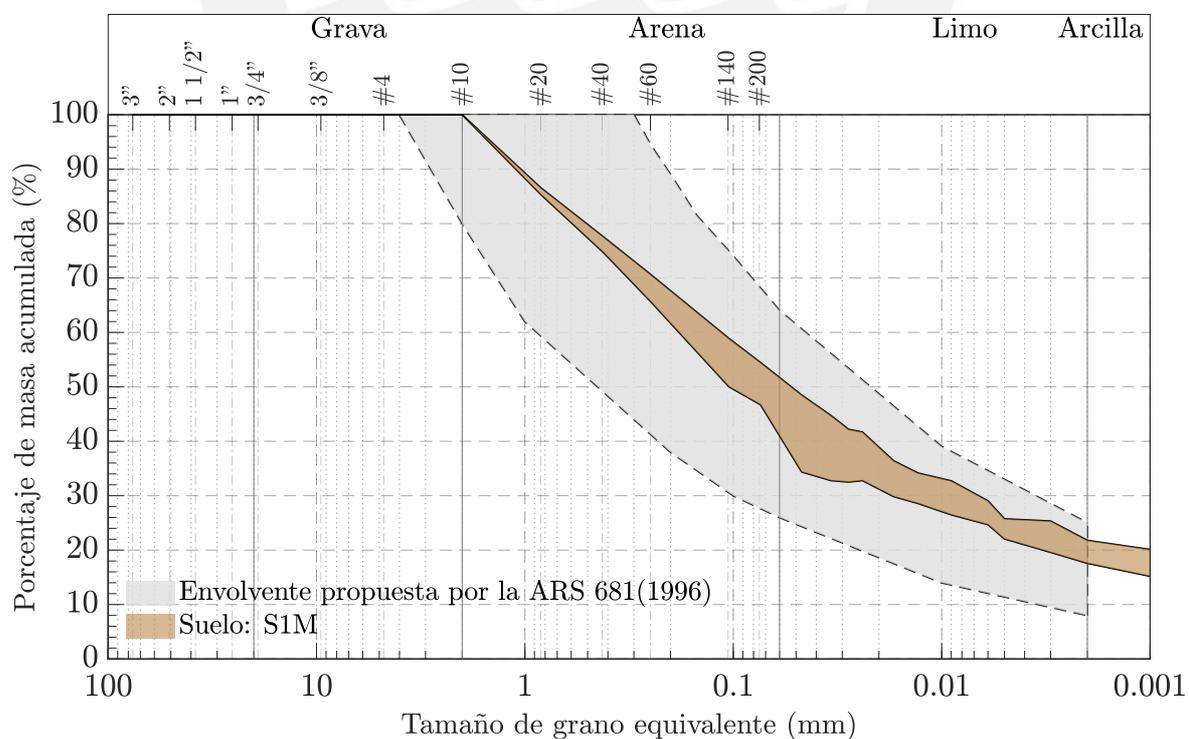


Figura 4.9: Envoltorio de curvas granulométricas del suelo control (S1M) y los husos de la norma ARS 681 (1996)

4.2.2.2. Límites de Atterberg

Se tuvo en consideración la norma ASTM D4318-10 (2010). El suelo se tamiza usando la malla #10 y se analizan tres (03) especímenes para realizar el ensayo de límite líquido. Se pesan las cápsulas de secado y se registran los pesos para una correcta identificación de cada una de ellas. Se trabaja con un suelo preparado el cual consiste en tomar una porción del material fino (aquel que pasa la malla #10) y se tamiza usando la malla #40. De dicho material se toma una porción a la cual se le agrega agua destilada hasta conseguir una mezcla pastosa y uniforme. Se colocan las porciones de suelo preparado en la Cuchara de Casagrande en la zona donde la cuchara descansa en la base. Con ayuda de una espátula se presiona y esparce cada muestra dentro de la cuchara de modo que tenga una profundidad de 1 cm aproximadamente en la zona más profunda considerando que quede una superficie horizontal. El suelo restante se coloca en un recipiente metálico. Luego se traza una ranura en la muestra de suelo con ayuda del ranurador manteniéndolo perpendicular a la superficie de la cuchara. Se gira la manivela de la Cuchara de Casagrande a razón de 2 golpes por segundo hasta que las dos porciones de suelo entren en contacto en la parte inferior de la ranura a lo largo de una distancia de 13mm (1/2"). Se registran los números de golpes necesarios para cerrar la ranura como se muestra en la Figura 4.10.

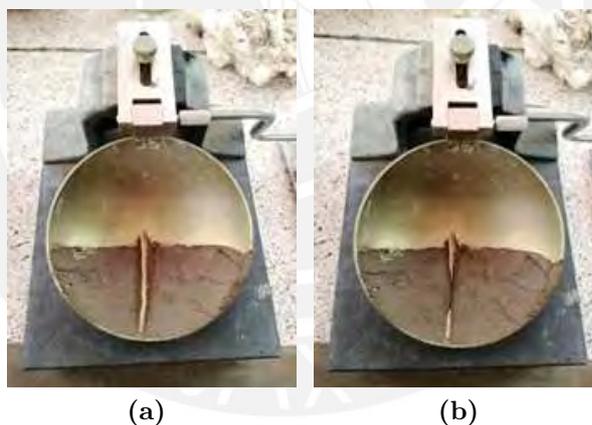


Figura 4.10: Ensayo de Limite Liquido (a) antes y (b) después de efectuar los golpes.

En la Figura 4.11 se observan las porciones de suelo que se retiran de aproximadamente 2 cm de ancho de la zona en que se cierra la ranura. Se colocan las muestras en sus respectivas cápsulas de secado para ser pesadas y posteriormente llevadas al horno durante 24 horas con la finalidad de determinar la humedad presente en las muestras. Cabe resaltar que el rango de valores para los golpes es de 15 a 25 golpes, 20 a 30 golpes y 25 a 35 golpes.

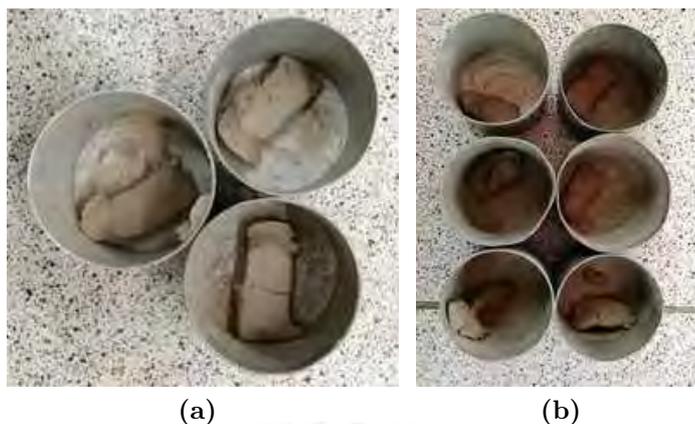


Figura 4.11: Muestras del ensayo de Límite Líquido a) antes y b) después de ser llevadas al horno.

Para el ensayo de límite plástico se tiene en consideración la norma ASTM D4318-10 (2010). Se tamiza el suelo usando la malla #10 y se analizan dos muestras para realizar el ensayo de límite plástico. Se pesan las cápsulas de secado y se registran los pesos para una correcta identificación de cada una de ellas. Cada espécimen contiene aproximadamente 25 gr de suelo que pasa por la malla #10. Se toman porciones de 1.5 a 2 gramos para formar rollitos los cuales se amasan hasta observar que el espécimen se fisura (diámetro aproximado de 3.2 mm). Una vez que el rollito se fisura se separa en porciones las cuales se colocan en las cápsulas de secado para ser llevadas al horno durante 24 horas como se muestra en la Figura 4.12. Posteriormente se determina el contenido de humedad.



Figura 4.12: Muestras del ensayo de Límite Plástico secadas en el horno.

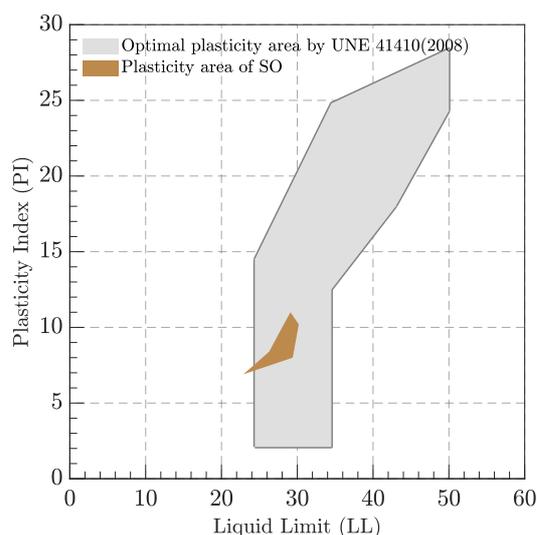


Figura 4.13: Región de plasticidad obtenida para los suelos y límites de plasticidad proporcionados por la norma UNE-41410 (2008).

4.2.2.3. Ensayo de contenido de humedad

El contenido de agua es una característica importante y permite establecer una correlación entre el comportamiento del suelo y sus propiedades. Sirve para expresar las relaciones de fase del aire, agua y sólidos en un volumen de material dado. En un suelo fino (cohesivo), la consistencia depende de su humedad, por lo que la humedad de un suelo, junto con los límites líquido y plástico, se usa para expresar su consistencia relativa o índices de liquidez. Para el desarrollo del ensayo de contenido de humedad se tiene en consideración la norma ASTM D2216-05. Para determinar el contenido de humedad deben conocerse los tamaños de las partículas del suelo. Caso contrario, o cuando el método no especifique una cantidad de muestra mínima debe tomarse en cuenta la información de la Tabla 4.1.

Tabla 4.1: Masa mínima solicitada para realizar el ensayo de contenido de humedad

Tamaño máximo de las partículas	Malla estándar	Masa mínima recomendada para reporte al $\pm 0.1\%$	Masa mínima recomendada para reporte al $\pm 0.1\%$
2 mm o menos	#10	20 gr	20 gr
4.75 mm	#4	100 gr	20 gr
9.5 mm	3/8"	200 gr	50 gr
19.0 mm	3/4"	2.5 kg	250 gr
37.5 mm	1 1/2"	10 kg	1 kg
75.0 mm	3"	50 kg	5 kg

Como primer paso se registran los pesos de las cápsulas de secado limpias y secas. Luego se colocan los especímenes húmedos en la cápsula de secado y se registran los pesos de las cápsulas de secado más el espécimen húmedo. Se colocan dichas cápsulas

en el horno durante 24 horas, para luego tomar nota de los pesos de las muestras. Se retiran las cápsulas del horno y se dejan enfriar para que sean de fácil manipulación. Se determinan los pesos de las cápsulas con el material seco con ayuda de una balanza. Los pasos a seguir para calcular el peso de agua presente en el suelo se detallan a continuación:

- Cálculo del peso de agua:

$$W_{agua} = W_{cap+suelohumedo} - W_{cap+sueloseco} \quad (4.1)$$

- Cálculo del peso de suelo seco:

$$W_{sueloseco} = W_{cap+sueloseco} - W_{cap} \quad (4.2)$$

- Cálculo de la humedad:

$$\omega(\%) = \frac{W_{agua}}{W_{sueloseco}} (\%) \quad (4.3)$$

4.2.2.4. Peso relativo de sólidos (Gs)

Se tiene en consideración la norma ASTM D854-14. Por cada muestra de suelo se utilizan dos picnómetros limpios los cuales se llenan con agua destilada hasta una marca señalada en cada instrumento y que se registra visualmente para asegurar que no existan burbujas de aire en el agua. Se determina y registra la masa de cada picnómetro con agua destilada. como se muestra en la Figura 4.14.



Figura 4.14: Registro de los pesos de los picnómetros llenados con agua destilada.

Se agrega a cada picnómetro una muestra suelo de 40gr utilizando un embudo. Se llena el picnómetro con agua destilada hasta aproximadamente la mitad de la parte ancha del picnómetro y se remoja el espécimen durante 15 minutos aproximadamente. Transcurrido ese tiempo, se retira el aire atrapado de cada picnómetro empleando la bomba de vacío durante 25 minutos, como se observa en la Figura 4.15.

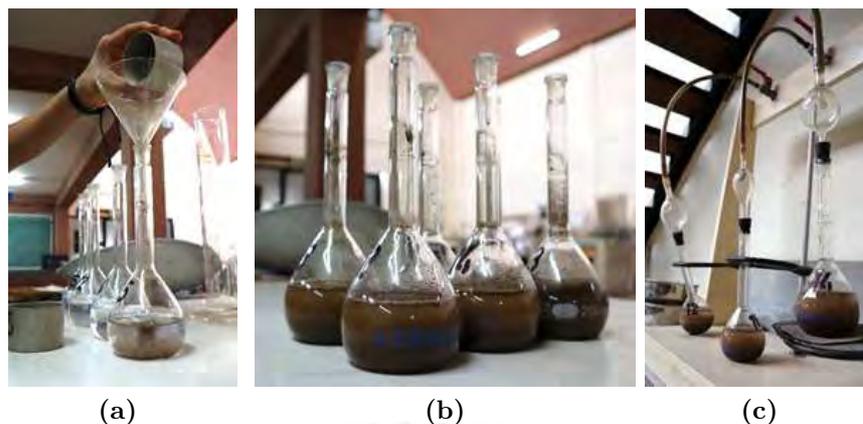


Figura 4.15: Fase inicial del ensayo de peso específico. a) Adición de las muestras de suelo a los picnómetros, b) remojo de muestras y c) extracción del aire atrapado.

Luego se llenan los picnómetros justo hasta la boquilla de salida con agua destilada a la temperatura ambiente. Se dejan reposar los especímenes durante 12 horas para que las partículas de suelo se sedimenten en la parte inferior del picnómetro. Después se retira el agua sobrante para que quede al nivel de la marca. Se inserta un termómetro en el agua, para determinar y registrar la temperatura. Se limpia la parte exterior y los residuos que puedan haber quedado por encima de la marca y se toma nota del peso del picnómetro lleno de suelo y agua, como se muestra en la Figura 4.16.



Figura 4.16: Muestras ensayadas luego de haber retirado el agua sobrante en los especímenes.

Adicionalmente a los ensayos de caracterización física se deben realizar ensayos de caracterización química y mineralógica los cuales permiten conocer la composición atómica de la materia prima y determinar qué tipo de arcillas están presentes en el suelo de estudio. Para la construcción de bloques de tierra comprimida con un buen comportamiento mecánico se requiere que el suelo presente un bajo contenido de material orgánico y asegurarse que las arcillas no sean del tipo expansivas, como por ejemplo las montmorillonitas. Por tal motivo, la espectroscopía de fluorescencia de rayos X (XRF)

es una de las técnicas más comunes utilizadas para caracterizar químicamente el suelo mediante el estudio de la composición elemental de diferentes materiales. Los fundamentos de este ensayo radican en la interacción de un haz de fotones y la materia. Se irradia la muestra con radiación de rayos X, que elimina los electrones de los átomos, dejándolos en un estado excitado. Durante la relajación de estos átomos, el exceso de energía se libera en forma de radiación de rayos X. Sin embargo, la energía e intensidad de esta radiación depende directamente de la composición del material. Por lo tanto, es posible estudiar una composición de materiales mediante la detección de los rayos X que salen de la muestra. Con estos resultados se puede obtener un perfil sobre los componentes del suelo, así como determinar el porcentaje de materia orgánica de la muestra.

Por otro lado, la técnica de difracción de rayos X corresponde a una caracterización mineralógica del material mediante la determinación de las estructuras cristalinas. El método de difracción de rayos X puede aplicarse a las diversas fases granulométricas del suelo (arena, limo y arcilla). Aunque todos los componentes minerales pueden ser estudiados por difracción, este método se puede utilizar especialmente para analizar los minerales de la arcilla. Debido a la multitud de factores que pueden influir en la identificación de los minerales de la arcilla, los tratamientos previos a los que debe someterse una muestra de suelo son fundamentales para el éxito de un análisis difractométrico. Asimismo, la preparación de la muestra debe incluir los tratamientos para eliminar agentes cementantes y componentes amorfos. Ello incluye la eliminación de carbonatos, materia orgánica, óxidos de hierro libres, óxidos de manganeso, sílice y alúmina. Esta fase es fundamental, ya que se evita una dispersión adecuada, reduce la intensidad de las líneas de difracción de los minerales, evita una orientación adecuada de los minerales laminares cuando se preparan agregados orientados, incrementa la difusión de los rayos X en la muestra analizada y disminuye la intensidad del haz primario. La muestra, una vez libre de agentes cementantes y componentes amorfos, se somete a una separación granulométrica por tamizado y decantación para separar las distintas fracciones: fracción de arena (2000-50), fracción limo (50-2) y fracción arcilla (< 2). La técnica de separación es por decantación, centrifugación o super centrifugación. La separación por tamaños es indispensable, ya que existe la posibilidad de que ciertas especies se encuentren en determinados tamaños de partícula. A menudo la cristalinidad varía en el tamaño y mientras más finas son las partículas de una especie, mayor imperfección pueden tener los cristales, por lo que las difracciones son más débiles y anchas, dificultando la determinación de la posición exacta de las mismas. La presencia de sustancias amorfas (materia orgánica, geles de hierro, aluminio, etc.) en suelos arcillosos no puede ser probada directamente mediante difracción de rayos X. Tales componentes no tienen planos cristalinos capaces de difractar los rayos X dando unos máximos definidos, sin embargo; una intensificación del fondo del diagrama puede ser indicación de la presencia de componentes amorfos.

4.2.3. Evaluación de dosificaciones

4.2.3.1. Evaluación de la trabajabilidad

La evaluación de las dosificaciones permite estimar el porcentaje de materia prima que se debe considerar para que las mezclas sean trabajables y al ser sometidas a cargas de compresión, tracción o flexión desarrollen un buen comportamiento mecánico. Se utiliza el suelo mejorado o de control (S1B para fabricación de bloques y S1M para fabricación de morteros de refuerzo superficial) y los estabilizantes del tipo cemento y cal. Uno de los parámetros de estudio es la trabajabilidad de las mezclas a partir de la optimización del contenido de agua mediante la aplicación el ensayo de veleta de corte (ASTM D2573 / D2573M, 2018) para evaluar las mezclas destinadas a la fabricación de bloques.

Las mezclas de prueba están conformadas por suelo y suelo con estabilizantes para ser ensayadas utilizando el método de la veleta de corte la cual permite evaluar la trabajabilidad de las mezclas para diferentes variaciones del contenido de agua respecto al peso de los secos. Según los estudios de Le et al. (2012) este ensayo proporciona información que se puede cuantificar y de índole científica sobre la trabajabilidad respecto de aquellos métodos convencionales como las pruebas de presión, factor de compactación y flujo. Se emplea un tipo de veleta de corte de campo de la marca Humboldt H-4227 con una relación altura/diámetro de 2, como se especifica en la norma ASTM D2573 / D2573M (2018) para realizar las evaluaciones de trabajabilidad de todas las mezclas compuestas por suelo de control S1B y estabilizadas con cemento, cal y puzolana. Asimismo, al ser las dimensiones de la veleta de 16 x 32 mm, el valor de lectura debe ser multiplicado por un factor de 20 para obtener un rango de valores de esfuerzos de 0 a 260 kPa. Todas las mediciones de resistencia al corte se realizaron inmediatamente después de haber realizado las mezclas en un recipiente cuyas dimensiones se muestran en la Figura 4.17. Las grandes dimensiones del contenedor permiten tomar un máximo de tres mediciones por prueba evitando los efectos de límite.

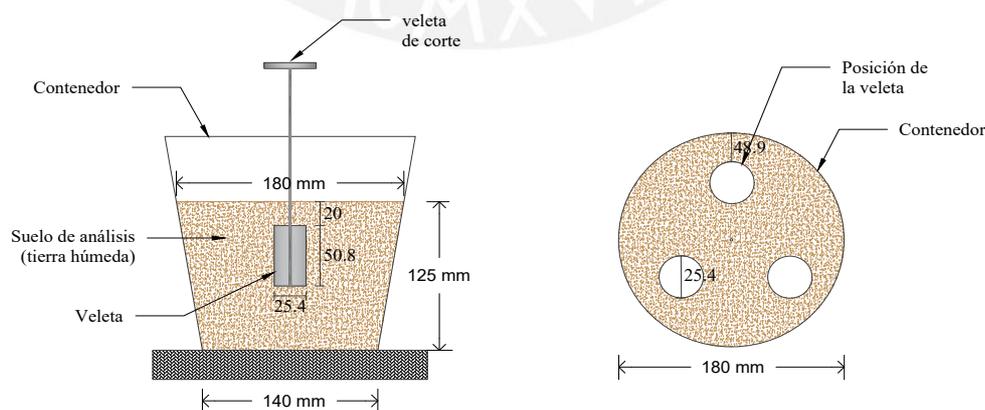


Figura 4.17: Dimensiones del contenedor y de la veleta de corte, y distribución de los puntos de mediciones para el ensayo de la veleta de corte (ASTM D2573 / D2573M, 2018).

Se evaluó el contenido de agua óptimo para cada una de las dosificaciones a fin de que las mezclas ofrezcan una trabajabilidad adecuada. Se obtuvieron rangos óptimos de contenido de agua (ω %) para cada una de las dosificaciones, con el fin de que las mezclas tengan una buena consistencia y sean manipulables. La Figura 4.18 muestra las curvas de Contenido de humedad (%) versus Esfuerzos de corte (kPa) registrados durante los ensayos donde las Figuras Figura 4.18a y 4.18b muestran las curvas de trabajabilidad para las dosificaciones usando solo suelo de control, mezclas con cemento y mezclas con cemento y cal, respectivamente.

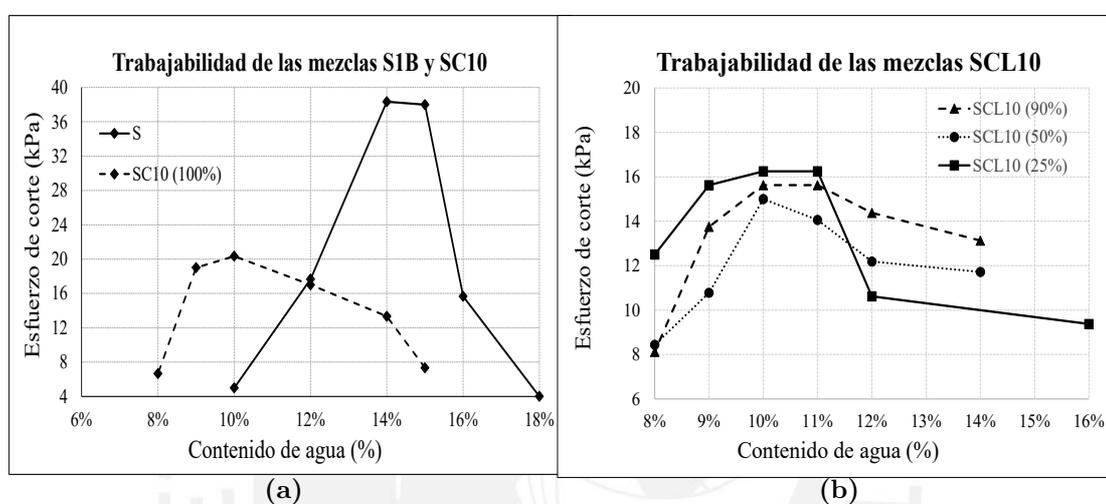


Figura 4.18: Curvas de trabajabilidad para las dosificaciones en estudio: (a) suelo de control y mezclas con cemento, y (b) mezclas de cemento con cal.

Se observó que para todas las curvas de trabajabilidad se generaron valores picos de esfuerzos de corte. Dichos valores máximos representan el contenido de agua necesario para que las mezclas preparadas consigan una trabajabilidad eficiente y puedan ser manipuladas de manera adecuada (la consistencia de las mezclas no es demasiado líquida o seca) para la fabricación de bloques de tierra comprimida simples y estabilizados. En la Tabla 4.2 se presentan los rangos de contenido de agua óptimos (ω %) y las relaciones agua-cemento (ω/c) para cada una de las dosificaciones propuestas. Con los resultados obtenidos de los ensayos de corte por veleta usando mezclas, se determinó utilizar la dosificación de SCL10(25%) como aquella que representa la dosificación con un mejor comportamiento y cuyo comportamiento ante aplicación de fuerzas se analizará en unidades y sistemas de albañilería para realizar los ensayos mecánicos correspondientes.

Tabla 4.2: Dosificaciones finales a usar para la fabricación de unidades

Tipo de dosificación	Contenido de agua ω (%)	Relación agua/cemento
S	12 - 14	-
SC10(100%)	9 - 10	0.9 - 1.0
SCL10(25%)	10 - 11	4.0 - 4.4

4.3. Caracterización mecánica de BTC

4.3.1. Producción de unidades de BTC simples y estabilizados

Como primer paso se mezclaron los materiales secos de suelo mejorado y estabilizantes (cemento y cal) como se muestra en la Figura 4.19a utilizando una mezcladora de eje vertical por un tiempo aproximado de 1-2 minutos con el objetivo de obtener mezclas homogéneas. Luego se incorporó el agua teniendo en cuenta los valores propuestos al inicio y se mezclaron los materiales por 2-3 minutos aproximadamente, tal y como se muestra en la Figura 4.19b. Una vez obtenida una mezcla homogénea, esta se colocó en el molde metálico para bloques de la máquina Eco-Brava (ver Figura 4.19c), y con ayuda de la palanca se cerró el compartimiento para proceder con la compactación del suelo y obtener los medios bloques y bloques enteros (Figura 4.19d). De igual manera para la fabricación de bloques enteros se utilizó la máquina Eco-Brava tal y como se muestran en las Figura 4.19e y 4.19f. Cabe resaltar que una vez fabricadas las muestras están se colocaron sobre unos plásticos dispuestos sobre unas tarimas de madera para evitar el contacto directo con el suelo, y luego se taparon con un plástico oscuro por un tiempo de no menos de 7 días, para evitar que la humedad del medio ambiente pueda afectar el proceso de curado de las unidades.

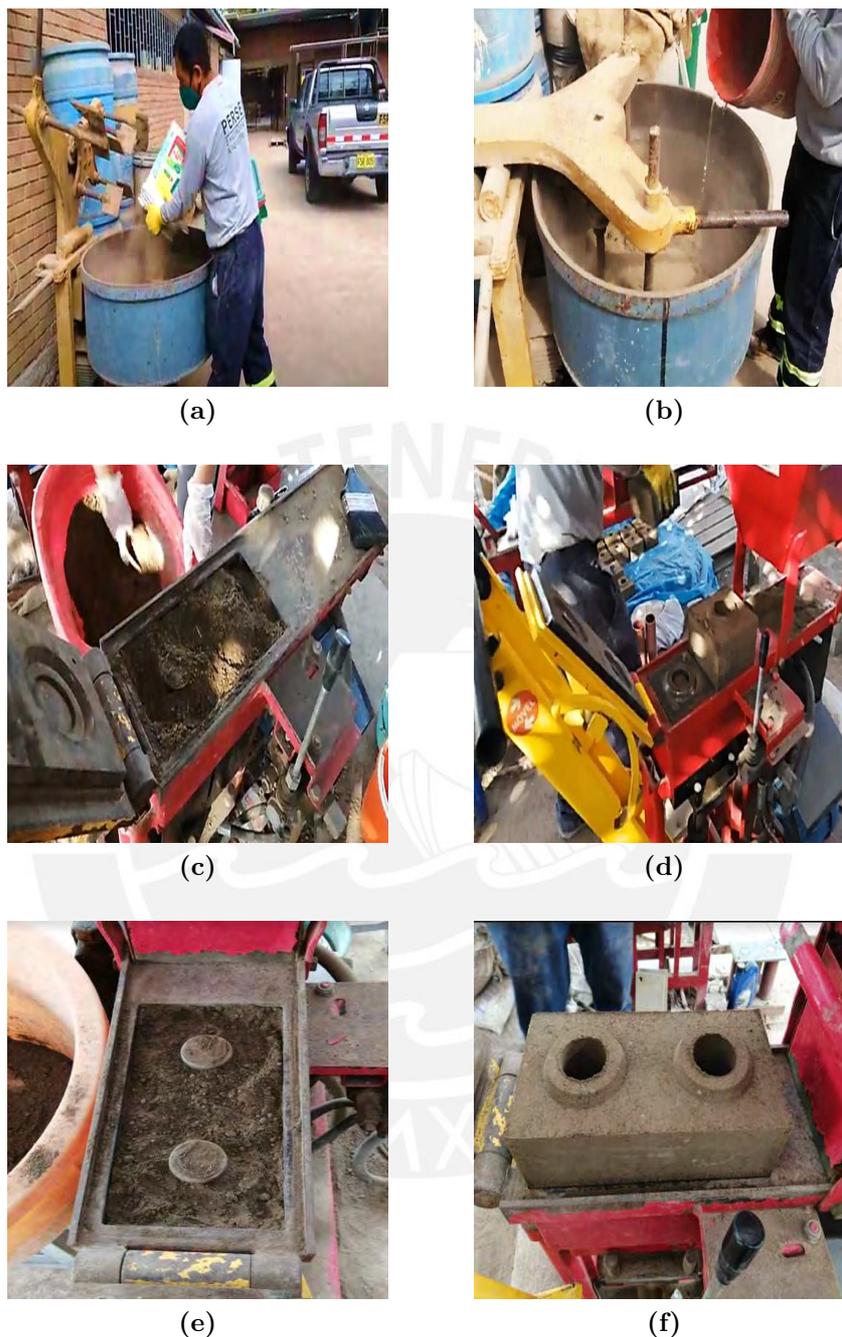


Figura 4.19: a) Mezcla de materiales secos: suelo mejorado y estabilizantes, b) Adición del agua a la mezcla, c) y d) son la fabricación y obtención de medios bloques, e) y f) son la fabricación y obtención de bloques enteros.

Se fabricaron medios bloques simples y estabilizados para los ensayos de compresión uniaxial, y bloques enteros simples y estabilizados para los ensayos de flexión en 3 puntos utilizando la máquina hidráulica Eco-Brava. Para el ensayo de compresión axial en medios bloques se analizaron cuatro periodos de curado (7, 14, 21 y 28 días) para cada una de las dosificaciones descritas en la Tabla 5 y se fabricaron un total de

72 muestras. Para el ensayo de flexión en tres puntos en bloques enteros se analizó un periodo mínimo de curado de 28 días para cada una de las dosificaciones de la Tabla 4.3 y en total se fabricaron 18 bloques enteros. En la Tabla 6 se presenta un resumen del total de especímenes que se fabricaron por cada ensayo.

Tabla 4.3: Número de especímenes fabricados para la caracterización mecánica de unidades

Dosificación	Unidades fabricadas para el ensayo de compresión uniaxial	Unidades fabricadas para el ensayo de flexión en tres puntos
S1B	24	6
SC10(100%)	24	6
SCL10(25%)	24	6

4.3.2. Dosificaciones para la fabricación de unidades

Para la fabricación de unidades de BTC se tomaron en cuenta tres tipos de mezclas considerando los estabilizantes de cemento y cal denominadas como S1B para las mezclas compuestas con solo suelo mejorado, SC10(100%) en la que se emplea suelo mejorado y cemento donde el estabilizante es el 10% del total del peso de secos; y SCL10(25%) en la que se emplean suelo mejorado, cemento y cal donde el estabilizante de cemento es el 25% del porcentaje del total de estabilizantes (10%). En la Tabla 4.4 se muestran los tipos de dosificaciones y sus porcentajes de materiales, porcentajes de los contenidos de agua y las relaciones agua/cemento.

Tabla 4.4: Dosificaciones para la fabricación de unidades de BTC

Dosificación	Materiales (%)			Contenido de agua: ω (%)	Relación agua/cemento: ω/c
	Suelo mejorado	Cemento	Cal		
S1B	100	-	-	12-14	-
SC10(100%)	90	10	-	9-10	0.9-1.0
SCL10(25%)	90	2.5	7.5	10-11	4.0-4.4

4.3.3. Caracterización mecánica a compresión de bloques

La resistencia a la compresión es la propiedad universalmente aceptada para determinar la calidad de las unidades. Para el caso de los BTCs se requiere una resistencia mínima a la compresión de 2 MPa. La caracterización se realizó mediante ensayos de compresión uniaxial en medio bloques, debido a la capacidad de la máquina de ensayo MTS modelo Exceed 45.105 no era suficiente para poder ensayar los bloques completos.

Por otro lado, de acuerdo con los ensayos realizados por Jaafar et al. (2006) en bloques, medios bloques, se concluyó que la resistencia no presenta gran diferencia(

aproximadamente 1%). Por tal razón, se consideró los valores obtenidos como resistencia al compresión de los bloques. Además, (Jaafar et al., 2006) encontró relaciones entre la resistencia de compresión de bloques con prismas y muros de mampostería de junta seca. En las siguientes ecuaciones.

$$f_{cp} = 0.47f_{cb} \quad (4.4)$$

$$f_{cw} = 0.39f_{cb} \quad (4.5)$$

La resistencia de compresión de prismas (f_{cp}) y muros (f_{cw}) de juntas seca fueron aproximadamente de 0.47 y 0.39 de las resistencia de compresión nominal de los bloques (f_{cb}), respectivamente. Asimismo, (Uzoegbo & Ngowi, 2003) obtuvo una relación entre la resistencia de muro, también de junta seca, aproximadamente igual a 0.3 la resistencia de las unidades de mampostería. Entonces, a partir de ambos estudios, la relación entre f_{wp}/f_{cb} para junta seca es ésta en un rango de 0.30 – 0.39. La mampostería de junta seca falla en compresión por el agrietamiento por tracción paralelo a la dirección de la carga.

La evaluación de esta parte experimenta se desarrollo con medios bloques como especímenes de ensayo.

4.3.3.1. Configuración del ensayo

El ensayo de compresión se desarrolla mediante los lineamientos de la norma EN 772-1 (2011). Se utilizó la máquina universal MTS 810-Test (con un sistema hidráulico) que permite la realización de ensayos convencionales de compresión, tracción y fatiga bajo un control de desplazamiento o de fuerza. La carga se aplica por medio de una celda de carga con capacidad de 250 kN y que contiene un cilindro independiente con capacidad de 100 kN, tal y como se muestra en la Figura 4.22. El ensayo se realiza a través de la aplicación constante de la carga bajo un control de desplazamiento a una velocidad de 0.5 mm/min. Se ensayaron medios bloques de BTCs simples y estabilizados con cemento y cal cuyas dimensiones son de 75 mm de altura, 140 mm de ancho y 140 mm de espesor. Para este ensayo se analizó el proceso en que las muestras fueron adquiriendo resistencia para periodos de curado de 7, 14, 21 y 28 días desde su fabricación. Las superficies inferior y superior de las muestras de ensayo que están en contacto con los platos de acero de la prensa hidráulica se enrasan con la finalidad de obtener uniformidad durante la aplicación de la carga, tal y como se muestra en la Figura 4.22.

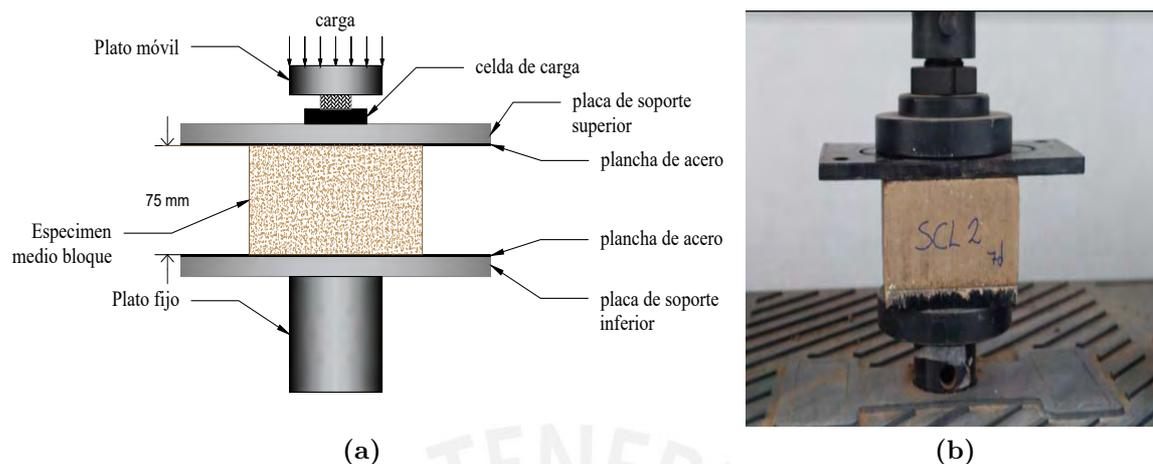


Figura 4.20: a) Configuración del ensayo de compresión uniaxial para medios bloques y b) Ensayo de una muestra estabilizada con cemento y cal a 7 días de curado.

El esfuerzo a compresión (f_b) se calcula mediante la ecuación Ec. 4.6, donde P es la carga máxima registrada en Newtons y A es el área de contacto del BTC en mm^2 . La variación de los resultados se muestra en términos del coeficiente de variación (CV) el cual se calcula como $CV = S/\bar{X}$, donde S es la desviación estándar y \bar{X} es el promedio ponderado de los resultados.

$$f_b = \frac{P}{A} \quad (4.6)$$

4.3.3.2. Resultados

Los resultados obtenidos para los periodos de curado de 7, 14, 21 y 28 días se presentan en la Figura 6. Considerando el periodo de curado de 28 días, la dosificación S1B obtuvo una resistencia promedio de 1.36 MPa y un coeficiente de variación $CV = 8.24\%$. Para la dosificación SC10(100%) se obtuvo una resistencia promedio de 3.13 MPa y un coeficiente de variación $CV = 6.71\%$. Finalmente, para la dosificación SCL10(25%) se obtuvo una resistencia promedio de 2.42 MPa y coeficiente de variación $CV = 9.64\%$.

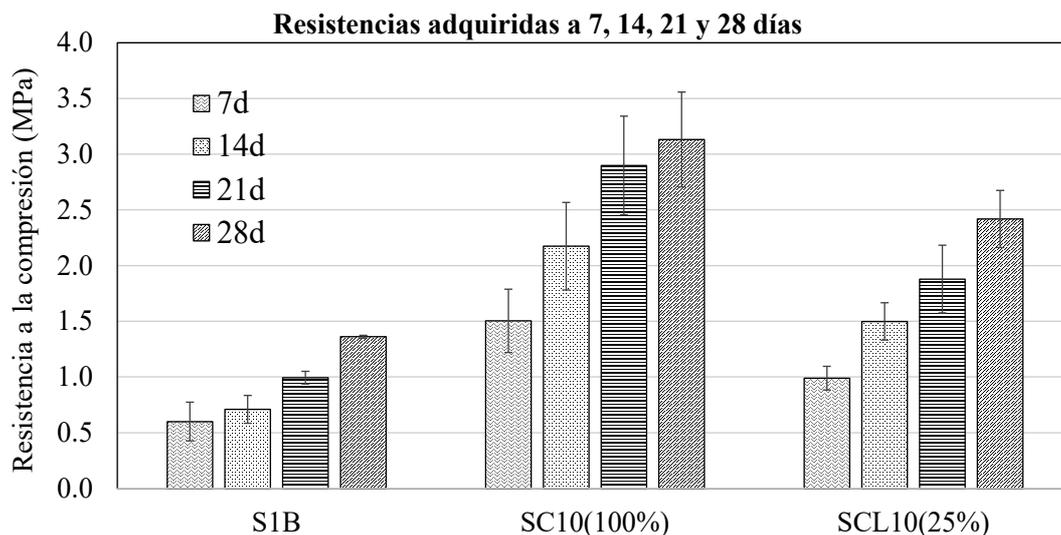


Figura 4.21: Resultados del ensayo de compresión en medios bloques de BTC para los tiempos de curado de 7, 14, 21 y 28 días.

Por otro lado, el Módulo de Elasticidad de los bloques (E) fue calculado en el rango del 30 % - 60 % del f_b mediante una regresión lineal de las curvas esfuerzo deformación, ver Figura 4.22. Los valores de E de los especímenes S1B, SC10(100 %) y SCL10(25 %) son 53 MPa ($CV = 12\%$), 162 MPa ($CV = 30\%$) y 148 MPa ($CV = 11\%$), respectivamente.

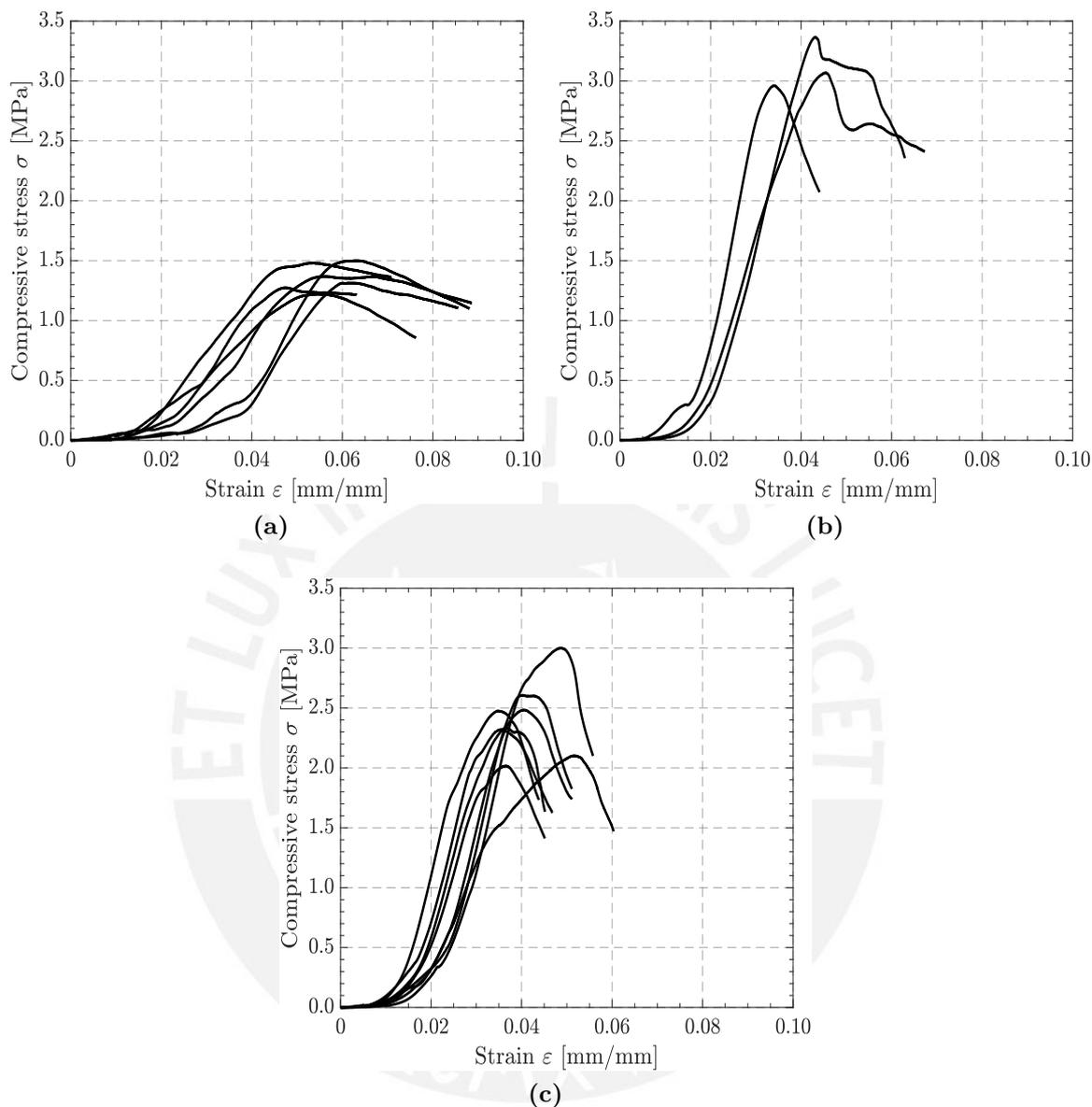


Figura 4.22: Curva de esfuerzo-deformación de BTC a los 28 días de edad (a) suelo de control, (b) mezclas con cemento SC10(100%), y (c) mezclas de cemento y cal SCL10(25%).

4.3.4. Caracterización mecánica a flexión de bloques

4.3.4.1. Configuración del ensayo

Para el ensayo de flexión en tres puntos de las unidades de BTC simples y estabilizados se consideran 28 días de secado como mínimo de los bloques desde su fabricación, y las dimensiones de los bloques son de 280x140x75 en mm. El objetivo de este ensayo es determinar la resistencia a la flexión relacionada al módulo de ruptura (f_r) de los BTCs ensayados. Se deben tomar en cuenta los lineamientos de la norma EN 772-6

(2001); no obstante, el desarrollo del ensayo para este proyecto es una adaptación de la investigación de Sturm (2014) debido a que la norma europea no considera las dimensiones de las unidades correspondientes a las dimensiones de los bloques en estudio. Se utiliza la máquina MTS Exceed 45.105 para realizar el ensayo de flexión en tres puntos, siendo la misma máquina que se utiliza para los ensayos previos en cilindros. Los bloques se colocan horizontalmente sobre dos polines de 30 mm de diámetro cada uno y la luz libre entre los dos apoyos es de 220 mm presentando una relación de luz/peralte de 2.9 como se muestra en la Figura 4.23. Se aplica una carga vertical uniformemente bajo un control de desplazamiento a una velocidad constante de 0.30 mm/min.

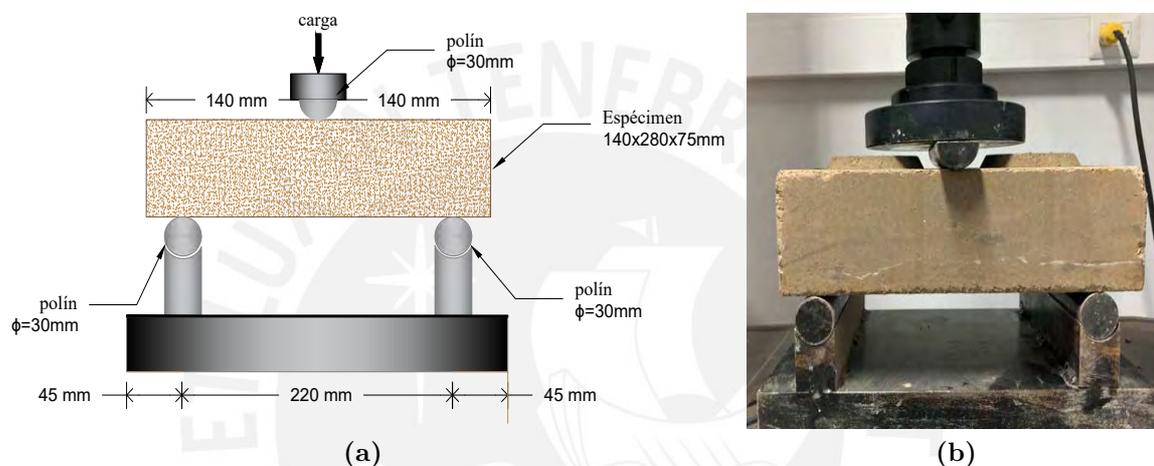


Figura 4.23: a) Configuración del ensayo de flexión en tres puntos para unidades de BTC, y b) Ensayo de una muestra estabilizada con cemento a 28 días de curado.

Para el cálculo del módulo de ruptura (f_r) se utiliza la ecuación Ec. 4.7, donde “ l_s ” es la luz libre entre los apoyos, “ F_{max} ” es la carga máxima, “ b ” es el ancho del espécimen y “ h ” es la altura del espécimen. La variación de los resultados se muestra en términos del coeficiente de variación (CV) el cual se calcula como $CV = S/\bar{X}$, donde S es la desviación estándar y \bar{X} es el promedio ponderado de los resultados.

$$f_r = \frac{3 \cdot l_s \cdot F_{max}}{2 \cdot b \cdot h^2} \quad (4.7)$$

4.3.4.2. Resultados

Los resultados obtenidos para el periodo de curado de 28 días se presentan en la Figura 8. Para la dosificación S1B se obtuvo una resistencia promedio a la flexión de 0.16 MPa y un coeficiente de variación $CV=18.9\%$. Para la dosificación SC10(100%) se obtuvo una resistencia promedio de 0.58 MPa y un coeficiente de variación $CV=16.6\%$. Finalmente, para la dosificación SCL10(25%) se obtuvo una resistencia promedio de 0.37 MPa y coeficiente de variación $CV=12.8\%$.

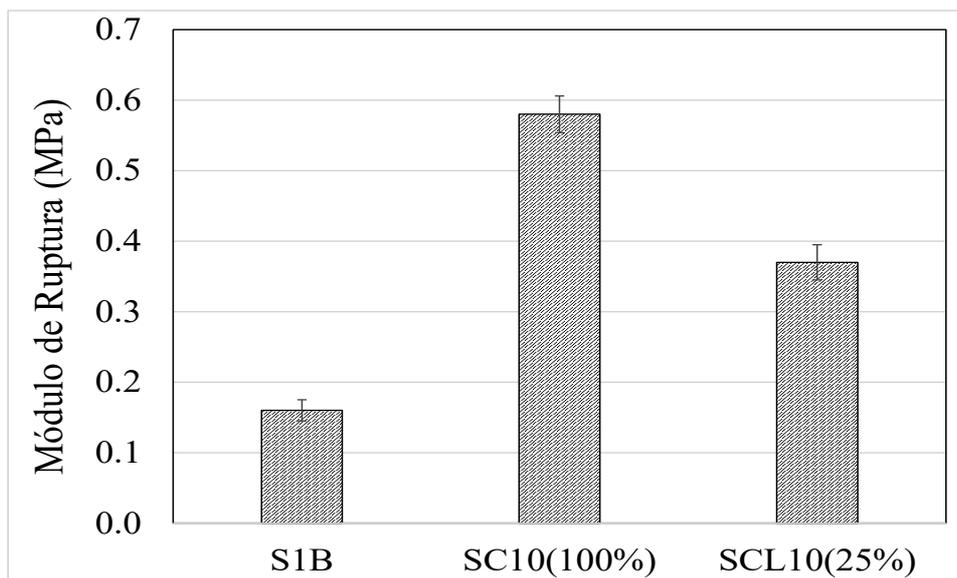


Figura 4.24: Resultados del ensayo de flexión en tres puntos para bloques curados a 28 días.

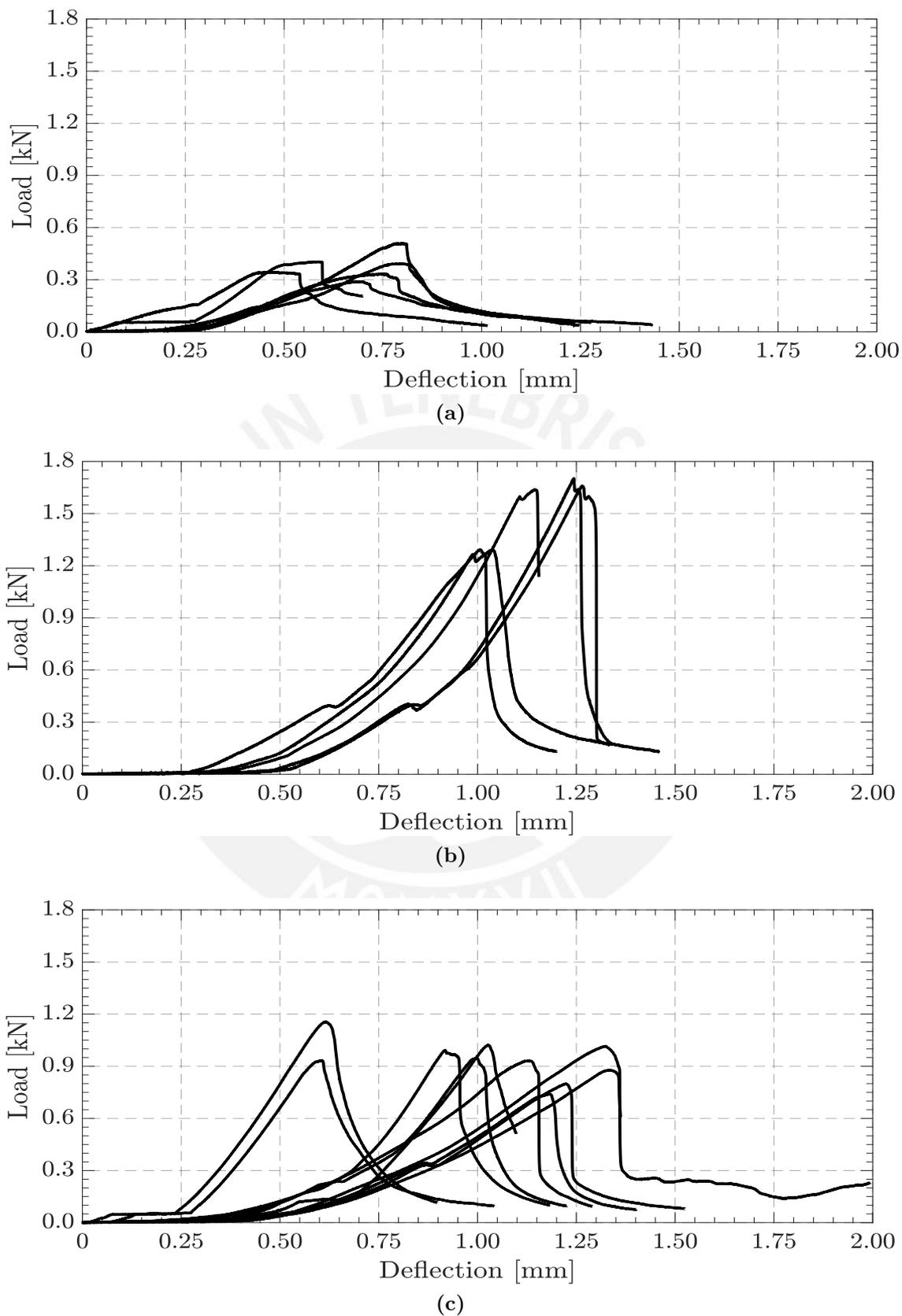


Figura 4.25: Curva de fuerza-deflexión de BTC a los 56 días de edad (a) suelo de control, (b) mezclas con cemento SC10(100%), y (c) mezclas de cemento y cal SCL10(25%).

La Tabla 4.5 detalla los valores promedios de las propiedades Módulo de ruptura (f_r), Resistencia a la tracción (f_t) y Energía de fractura a la tracción (G_t) con sus respectivas desviaciones estándar y CV obtenidos a partir de las curvas constitutivas. El valor de f_t se obtuvo al aplicar un factor de 0.5 a los valores f_r propuesto de la bibliografía.

Tabla 4.5: Resultados de propiedades mecánicas de BTCs bajo esfuerzos de flexión

Propiedad	\bar{X} (MPa)	S (MPa)	CV (%)
f_r	0.37	0.05	13
G_t	0.016	0.006	39
f_t	0.18	0.02	13

4.3.5. Análisis de resultados

La Tabla 4.6 presenta el resumen de resultados de la caracterización física del suelo base. Los resultados de la materia prima indican que es adecuado para ser empleado en la fabricación de BTCs.

Tabla 4.6: Propiedades físicas del suelo

Propiedad	Resultado
Propiedades índice	
Humedad ω (%)	3.10
Peso relativo de sólidos G_s (-)	2.67
Peso específico γ (g/cm ³)	1.70
Límites de Atterberg	
Límite líquido LL (%)	27
Límite plástico LP (%)	8
Índice de plasticidad IP (%)	19
Distribución de tamaño de partículas	
Grava (> 2 mm) (%)	5-10
Arena (2 – 0.063 mm) (%)	50-60
Limo (0.063 – 0.002 mm) (%)	30-35
Arcilla (< 0.002 mm) (%)	1-3

Con los resultados obtenidos para los ensayos de compresión uniaxial y flexión en tres puntos podemos afirmar que el uso de estabilizantes mejora el comportamiento mecánico de las unidades entre un 2.5-3.0 veces la resistencia a la compresión, y entre 3.0-3.5 veces para la resistencia a flexión en comparación con aquellos especímenes fabricados solo con suelo mejorado. Al analizar los resultados de las dosificaciones estabilizadas podemos corroborar que el uso del cemento aporta mayor resistencia a las unidades. Sin embargo, al incorporar un 75 % de cal del porcentaje total de estabilizante (10 % del peso de secos) puede ser una gran opción para la fabricación de unidades,

pues si bien la resistencia de los bloques disminuye entre un 20-25 % aun así se estaría cumpliendo con ofrecer unidades que superan una resistencia mínima a la compresión de 1.5MPa como lo demanda la norma española UNE-41410 (2008), y de 1.0 MPa según la norma peruana de adobe Norma E.080 (2006).

Asimismo, es importante considerar que, si se desea implementar un sistema constructivo para viviendas sostenibles utilizando bloques eco-amigables, el uso del cemento debe reducirse, por lo que las configuraciones elegidas contribuyen con ofrecer un menor impacto sobre el medio ambiente, lo que conlleva a construir viviendas sostenibles y ecológicas.

4.4. Caracterización matriz de tierra estabilizada

4.4.1. Resistencia a la compresión

El ensayo sigue los lineamiento de la norma ASTM C109 (2020) en especímenes cúbicos de dimensiones nominales 50x50x50 mm. La prueba se llevó a cabo con la máquina MTS modelo Exceed 45.105, dispone de un sistema electromecánico de carga constante controlado por el desplazamiento siendo 1 mm/min la velocidad para este ensayo. La dosificación de la matriz de tierra estabilizada se detalla en la Tabla 5.9. Asimismo, la madurez considerada para los especímenes fue mayor a los 28 días. El esfuerzo de compresión (f_c) en MPa y coeficiente de variación (CV) se calculan mediante las ecuaciones (Ec. 4.8) y (Ec. 4.9) respectivamente. Así, las variables P en N y A en mm² corresponde a la carga máxima registrada y el área de contacto. Además, S es la desviación estándar y \bar{X} es el promedio de los resultados. La Figura 4.26a muestra la configuración del ensayo en mención y la Figura 4.26a presenta el ensayo realizado en un espécimen.

$$f_c = \frac{P}{A} \quad (4.8)$$

$$CV = S/\bar{X} \quad (4.9)$$

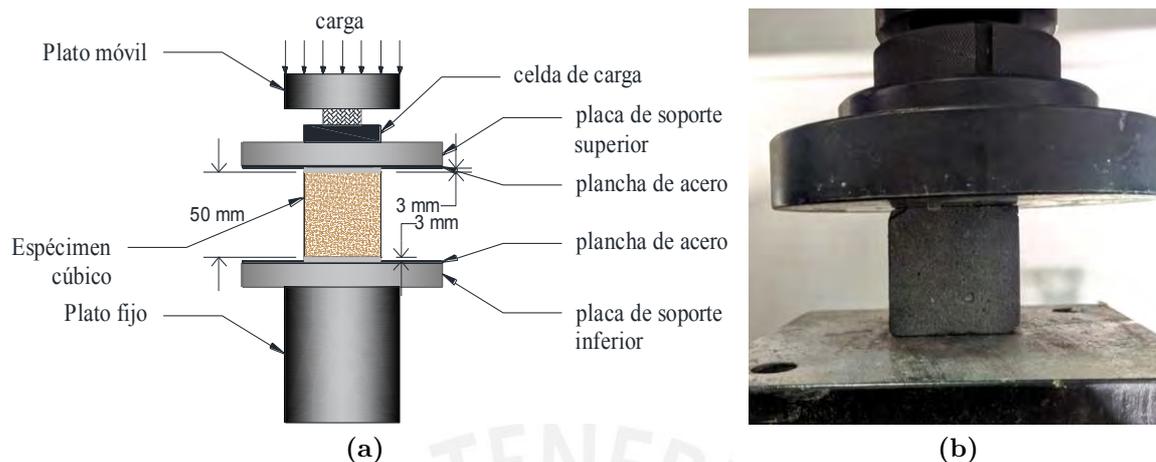


Figura 4.26: a) Configuración del ensayo de compresión en especímenes cúbicos de mortero, y b) Ensayo de una muestra estabilizada con cemento y cal.

4.4.1.1. Resultados

El ensayo descrito anteriormente se realizó en 9 especímenes especificados. Los resultados de las curvas Esfuerzo compresión - deformación unitaria son mostrados en la Figura 4.27, en cual se observa un f_c máximo igual a 5.93 MPa y una mínima de 4.14 MPa. Debido a que tres de los ensayos presentaron resultados incongruentes generando curvas con presencia de picos pronunciados al inicio del ensayo, esto probablemente debido a una mala adecuación del espécimen con las placas de la máquina que genera el ensayo, no fueron adecuadas y representativas en términos de resultados para el posterior cálculo de propiedades mecánicas y solo se consideraron seis especímenes para la determinación de las propiedades que se muestran en la Tabla 4.7.

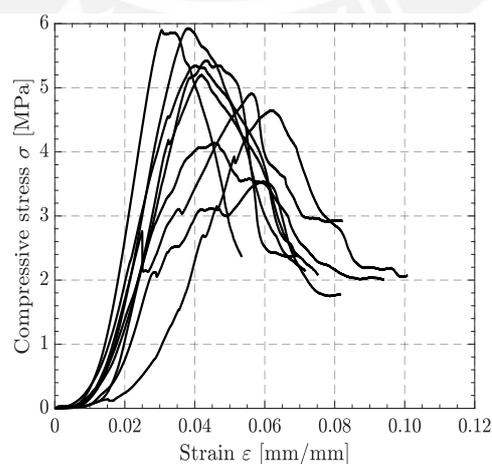


Figura 4.27: Curva de esfuerzo-deformación unitaria de cubos a los 28 días de matriz de tierra estabilizada.

La Tabla 4.7 detalla los valores promedios de las propiedades Resistencia a la com-

presión (f_c), Módulo de elasticidad (E) y Energía a la compresión (G_c) con sus respectivas desviaciones estándar y CV obtenidos a partir de las curvas constitutivas. Asimismo, se puede observar que los resultados presentan valores bajos de CV, la cual es aceptable para el tipo de material de tierra estabilizada que es un material de alta variabilidad.

Tabla 4.7: Resultados de propiedades mecánicas del mortero bajo esfuerzos de compresión

Propiedad	\bar{X} (MPa)	S (MPa)	CV (%)
f_c	5.32	0.65	12
E	275	52	19
G_c	6.02	0.77	13

4.4.2. Flexión en tres puntos

El ensayo siguió los lineamientos de la norma ASTM C348 (2020) en especímenes de geometría prismática con dimensiones nominales 40x40x160 mm. La prueba se llevó a cabo con la máquina MTS modelo Exceed 45.105, la cual se adaptó con una plataforma de apoyo simple y se ensayó con una velocidad de 0.3 mm/min. Asimismo, la madurez considerada para los especímenes fue 56 días. El módulo de ruptura (f_r) en MPa y coeficiente de variación (CV) se calculan mediante las ecuaciones (Ec. 4.7) y (Ec. 4.9) respectivamente. La Figura 4.28a muestra la configuración del ensayo en mención y la Figura 4.28b presenta el ensayo realizado en un espécimen.

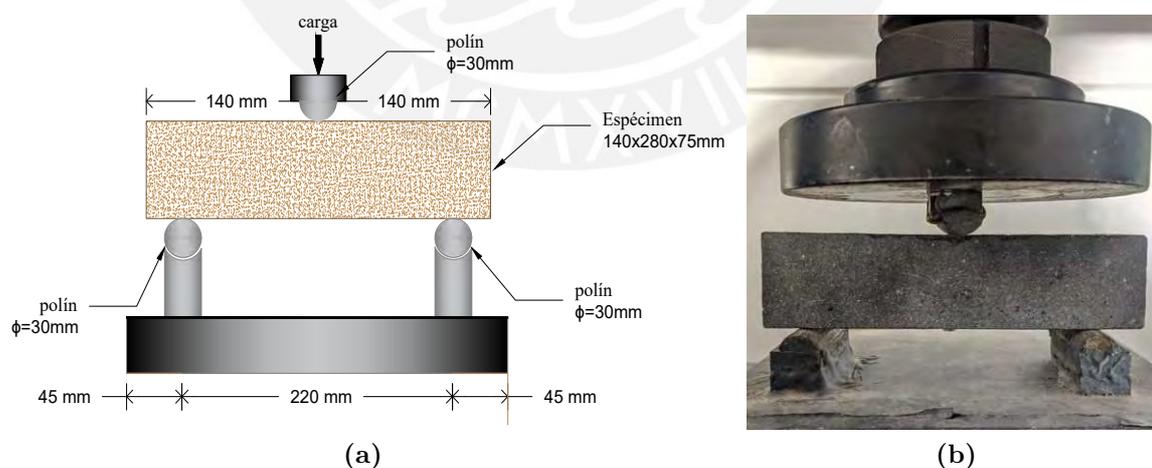


Figura 4.28: a) Configuración del ensayo de flexión en especímenes de mortero, y b) Ensayo de una muestra estabilizada con cemento y cal.

4.4.2.1. Resultados

El ensayo descrito anteriormente se realizó en 11 especímenes especificados. Los resultados de la curvas Carga-deflexión son mostrados en la Figura 4.29, en cual se observa un valor de carga vertical máxima y mínima iguales a 0.79 y 0.58 kN, respectivamente. En términos de resistencia a la rotura, el valor f_r máximo igual a 2.21 MPa y un mínimo de 1.58 MPa.

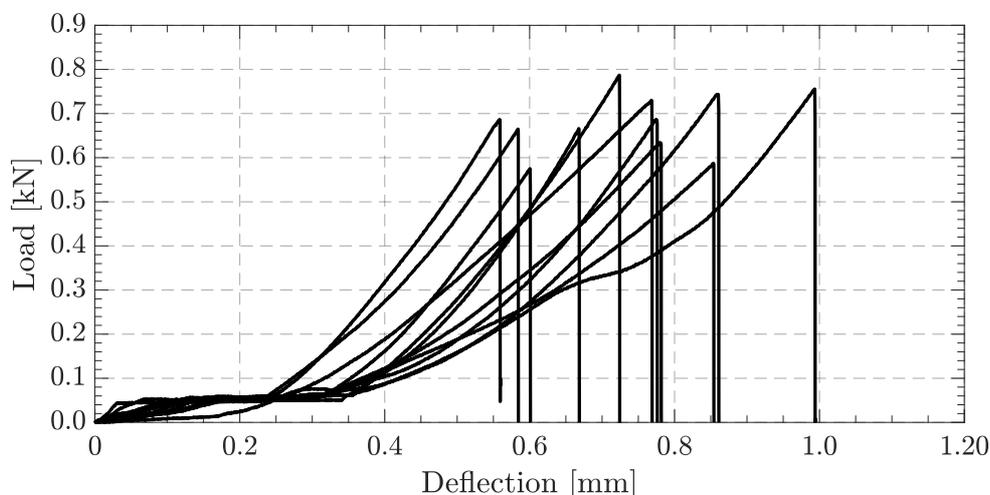


Figura 4.29: Curva de fuerza-deflexión de prismas a los 56 días de matriz de tierra estabilizada.

La Tabla 4.7 detalla los valores promedios de las propiedades Módulo de ruptura (f_r), Resistencia a la tracción (f_t) y Energía de fractura a la tracción (G_t) con sus respectivas desviaciones estándar y CV obtenidos a partir de las curvas constitutivas. El valor de f_t se obtuvo al aplicar un factor de 0.5 a los valores f_r propuesto de la bibliografía. Asimismo, se puede observar que los resultados presentan valores bajos de CV, la cual es aceptable para el tipo de material de tierra estabilizada que es un material de alta variabilidad. Por otro lado, los resultados del ensayo de flexión en tres puntos muestran un comportamiento bastante frágil, ya que no se observa una ablandamiento el zona pos pico. Por ello, se considera una energía de fractura a tracción aproximadamente igual a cero.

Tabla 4.8: Resultados de propiedades mecánicas del mortero bajo esfuerzos de flexión

Propiedad	\bar{X} (MPa)	S (MPa)	CV (%)
f_r	1.92	0.19	10
G_t	-	-	-
f_t	0.96	0.10	10

Capítulo 5

Caracterización mecánica del sistema de BTCs

5.1. Introducción

En este capítulo se presentarán los resultados obtenidos de los ensayos de compresión y resistencia al corte inicial en pilas, y ensayos de corte cíclico en muros de BTC. El objetivo de esta caracterización experimental es evaluar el comportamiento mecánico de los sistemas de albañilería y corroborar que las propiedades mecánicas obtenidas cumplan con los requerimientos mínimos de resistencia según la normativa peruana E.080, así como las normas internacionales ASTM referentes a ensayos mecánicos en pilas y muros.

5.2. Comportamiento a compresión en pilas

El ensayo de resistencia a la compresión en pilas se realizó en especímenes sin refuerzo superficial. Se construyeron pilas no confinadas y conformadas por cinco unidades de BTC con un tiempo de secado de 56 días desde su fabricación (ver Tabla 5.1), y se siguieron los lineamientos de la norma ASTM C1314 (2018). Las dimensiones de los especímenes son de 280x140x375 en mm.

Tabla 5.1: Cantidad de muestras fabricados para el ensayo de compresión uniaxial

Tipos de muestra	Denominación	Edad (días)	Número de especímenes
Pila de BTC	Control	56	3
Pila de BTC estabilizada con 10 % de cemento	PC	56	3
Pila de BTC estabilizada con 2.5 % de cemento y 7.5 % de cal	PC	56	3

El equipo utilizado para el ensayo fue la máquina universal MTS 810-Test, la misma que se utilizó para el ensayo a compresión y flexión en tres puntos en unidades. No resultó necesario tapar los especímenes ni aplicar mortero de nivelación, ya que se utilizaron las placas inferior y superior del molde de la prensa BTC que tienen la forma exacta de las superficies inferior y superior de los especímenes, incluido el enclavamiento tal y como se muestra en la Figura 1. El ensayo se realizó mediante la aplicación constante de la carga bajo el control de desplazamientos a una velocidad de 0.30 mm/min. Se utilizaron tres dispositivos LVDT verticales para medir la respuesta del espécimen siendo dos de ellos ubicados en las caras longitudinales (rango de 10 mm), un LVDT ubicado en una cara transversal (rango de 20 mm), y un LVDT global conectado a la gata hidráulica tal y como se muestra en la Figura 5.1b. El esfuerzo de compresión en pilas (f_p) se calcula mediante la ecuación Ec. 5.1, donde P es la carga máxima registrada en Newtons y A es el área de contacto del BTC en mm². La variación de los resultados se muestra en términos del coeficiente de variación (CV) el cual se calcula como $CV = S/\bar{X}$.

$$f_p = \frac{P}{A} \quad (5.1)$$

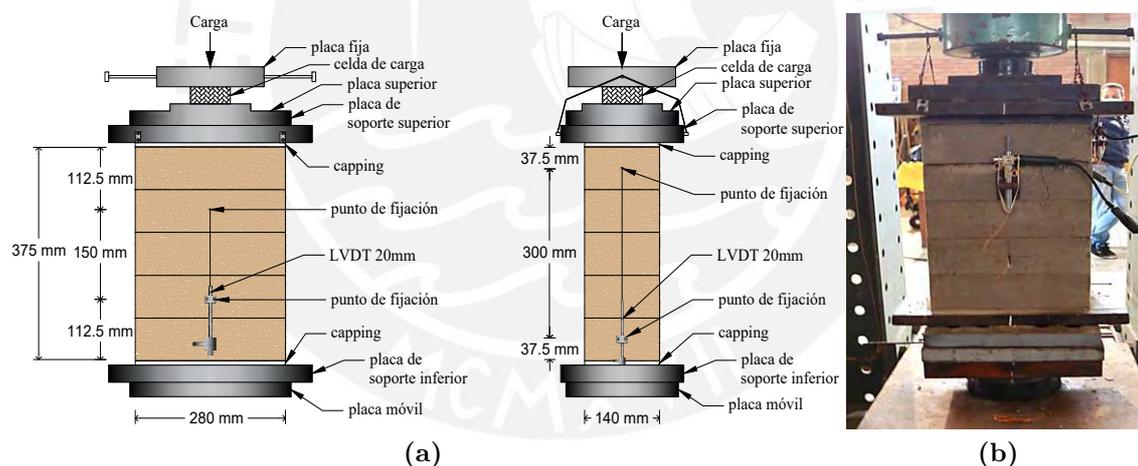


Figura 5.1: (a) Esquema de la instrumentación de especímenes usando LVDTs y (b) vista de del espécimen antes de ser ensayado.

5.2.1. Patrones de falla

Para calcular la resistencia a la compresión de pilas se utilizó la norma ASTM C1314 (2018), y los lineamientos detallados en el punto 3.1.1. Todas las muestras fueron debidamente instrumentadas para medir la deformación local. Los patrones de falla fueron similares para las tres dosificaciones y se detallan en color rojo en las Figuras 5.2, 5.3 y 5.4.

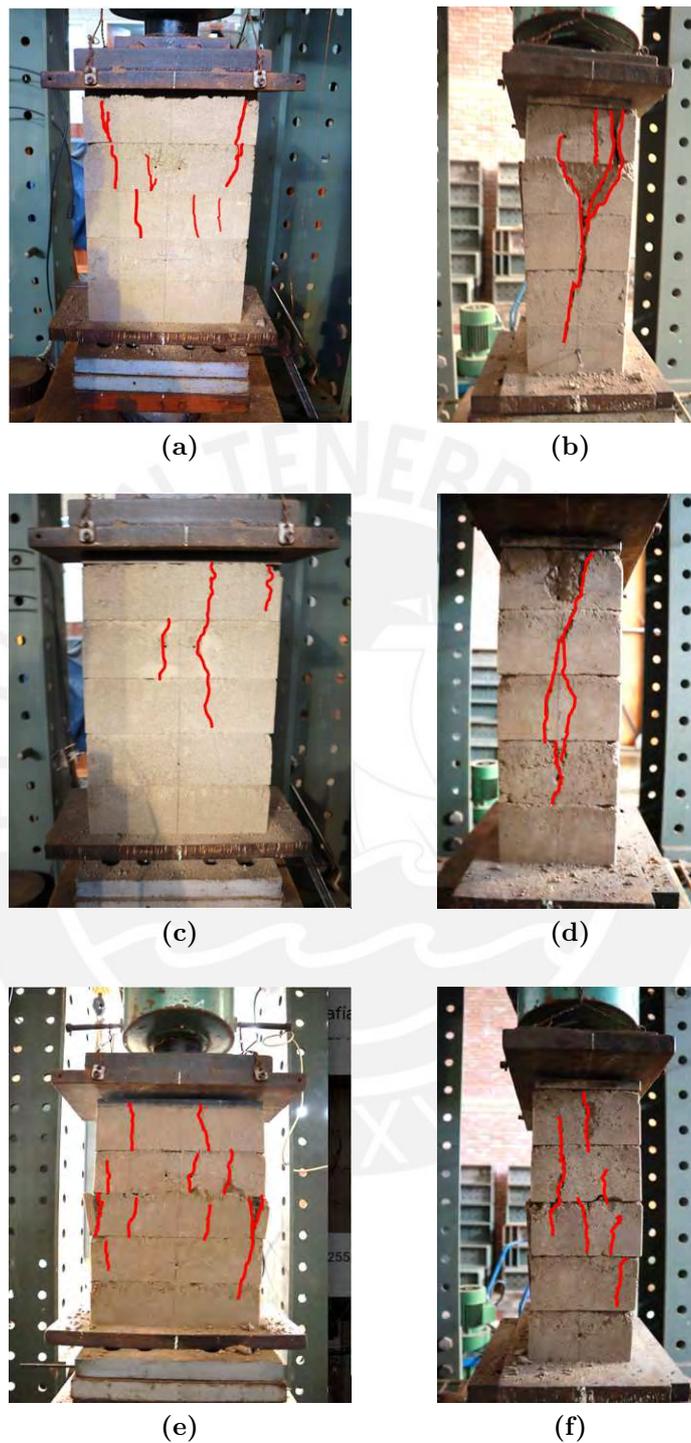


Figura 5.2: Patrones de falla del ensayo de compresión en pilas P0: (a-c-e) fallas generadas en una de las caras longitudinales y (b-d-f) fallas generadas en la cara transversal.

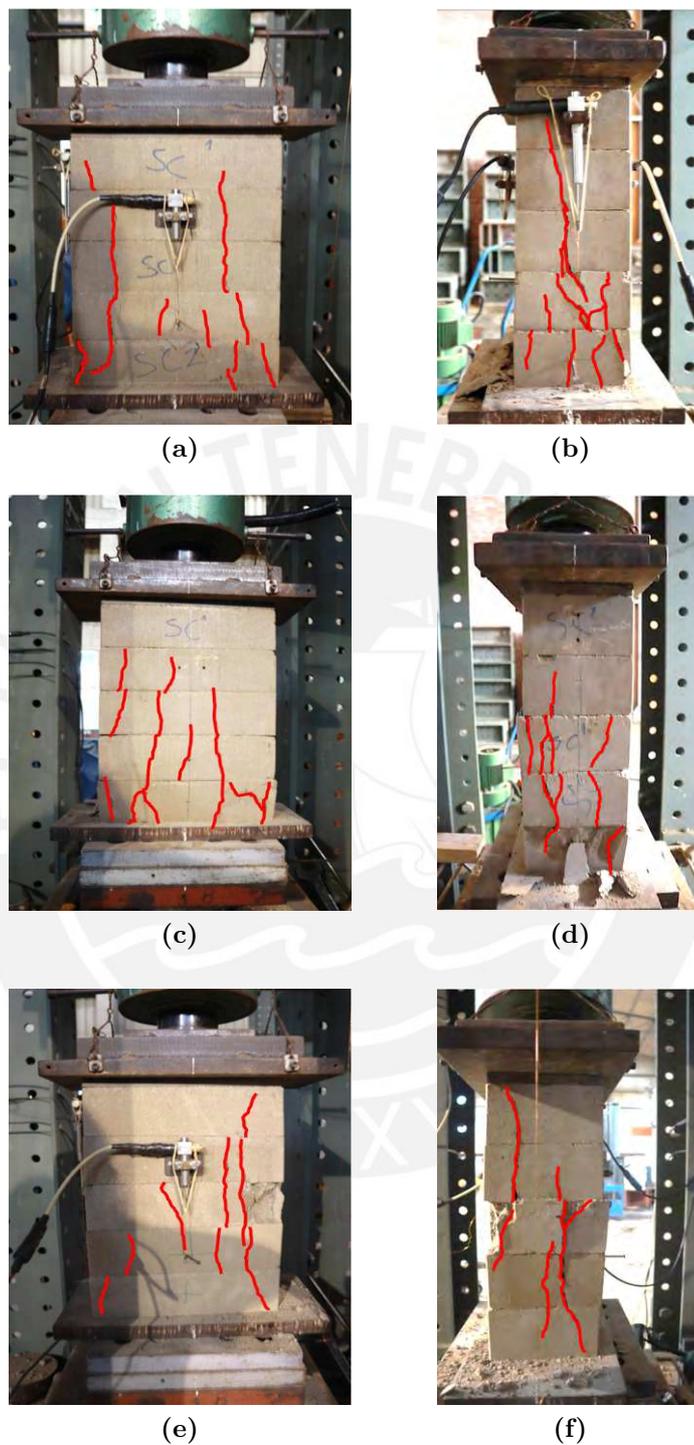


Figura 5.3: Patrones de falla del ensayo de compresión en pilas PC: (a-c-e) fallas generadas en una de las caras longitudinales y (b-d-f) fallas generadas en la cara transversal.

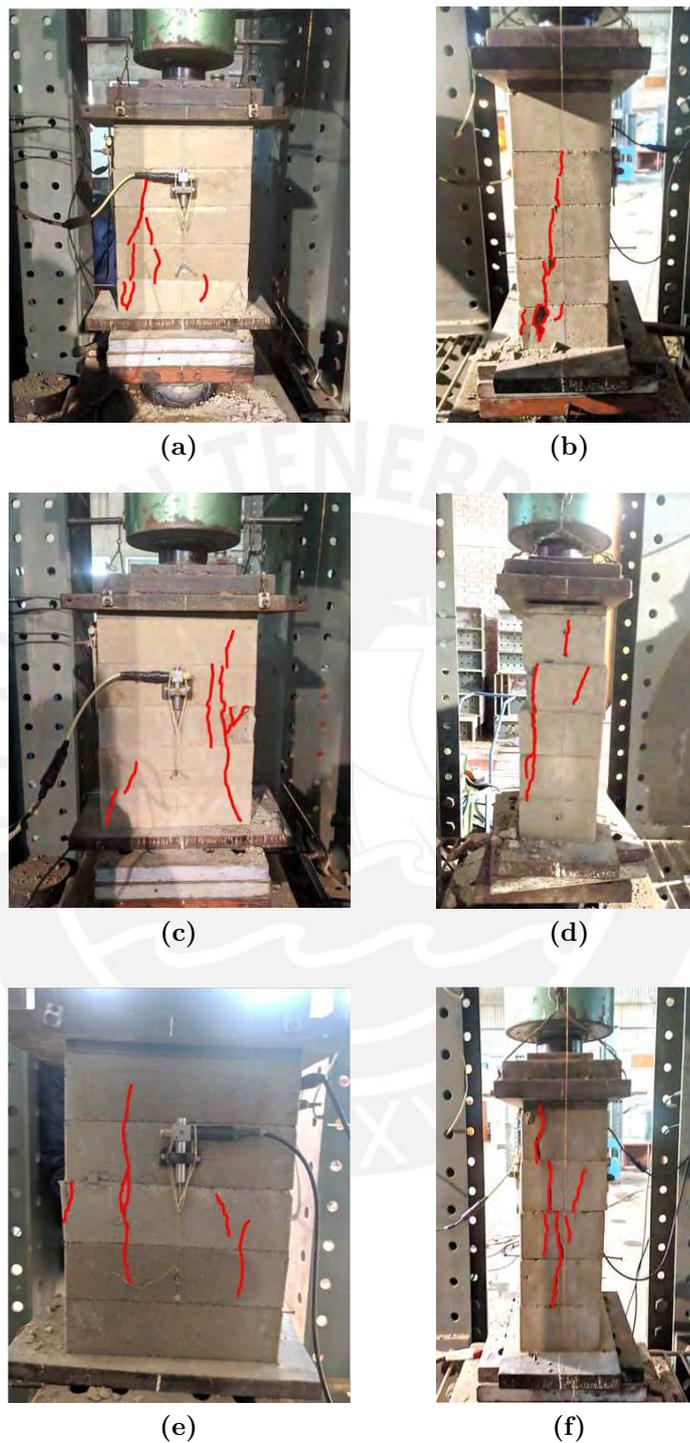


Figura 5.4: Patrones de falla del ensayo de compresión en pilas PCL: (a-c-e) fallas generadas en una de las caras longitudinales y (b-d-f) fallas generadas en la cara transversal.

5.2.2. Resultados

Se ensayaron un total de 3 pilas de control conformadas por unidades sin estabilizar y se obtuvo un resultado promedio de resistencia a la compresión f_m de 0.38 MPa ($CV = 0.16\% < 1\%$). Para las 3 pilas constituidas por unidades estabilizadas con 10% de cemento (PC) se obtuvo un esfuerzo a compresión promedio de f_m fue igual a 1.42 MPa ($CV = 0.07\% < 1\%$). Por otro lado, para las 3 pilas constituidas por unidades estabilizadas con cemento y cal se obtuvo un esfuerzo de compresión promedio de f_m de 1.36 MPa ($CV = 0.11\% < 1\%$). A partir del cálculo del factor de corrección por esbeltez de los prismas para una relación h/t 2.67 de $k=1.068$ de acuerdo a la norma ASTM C1314 (2018), los valores de f_m resultan de 0.41 MPa, 1.52 MPa y 1.45 MPa para los prismas P0, PC y PCL respectivamente. Los resultados de las resistencias para cada tipo de dosificación se presentan en la Figura 5.5 y en la Tabla 5.1.

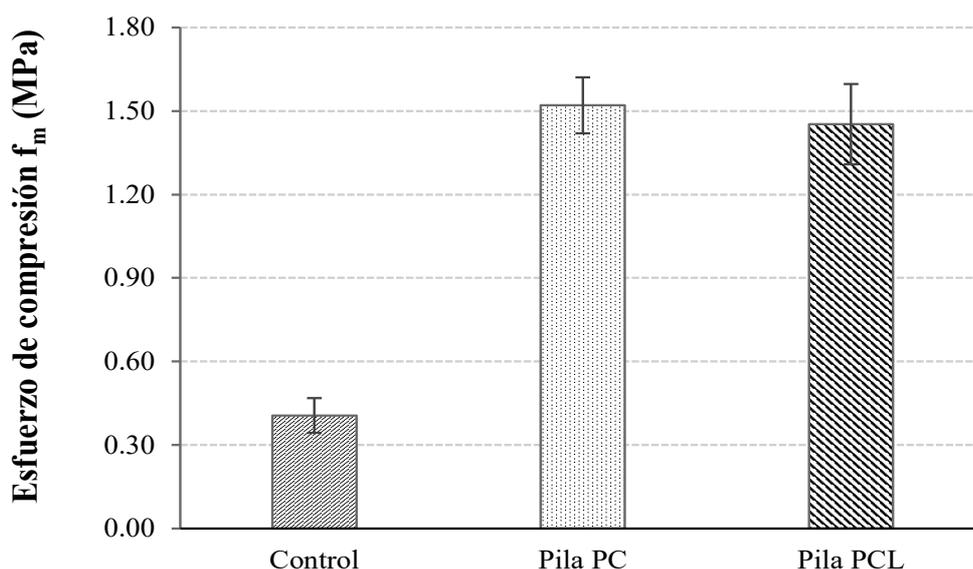


Figura 5.5: Variación de la resistencia a la compresión de mampostería (f_m) para las pilas control, PC y PCL a una edad de 56 días

Tabla 5.2: Cálculo del esfuerzo a compresión promedio para las muestras

Muestra	Ensayo 1 f_{m1} (MPa)	Ensayo 2 f_{m2} (MPa)	Ensayo 3 f_{m3} (MPa)	\bar{X} (MPa)	S (MPa)	CV (%)	$f_{correccion}$	$f_{m\ prom}$ (MPa)
Control	0.45	0.36	0.33	0.38	0.06	0.16	1.068	0.41
Pila PC	1.41	1.33	1.53	1.42	0.10	0.07	1.068	1.52
Pila PCL	1.48	1.40	1.20	1.36	0.14	0.11	1.068	1.45

Las Figuras 5.6, 5.7 y 5.8 muestran las curvas de esfuerzo y deformación del ensayo de compresión para las pilas P0, PC y PCL, respectivamente. La deformación unitaria (ϵ) está representada como un valor adimensional, la cual fue local y global. La de-

formación unitaria local (ε_{local}) se obtuvo de LVDTs colocados sobre las muestras de ensayo según la configuración descrita en la sección 3.1.1.

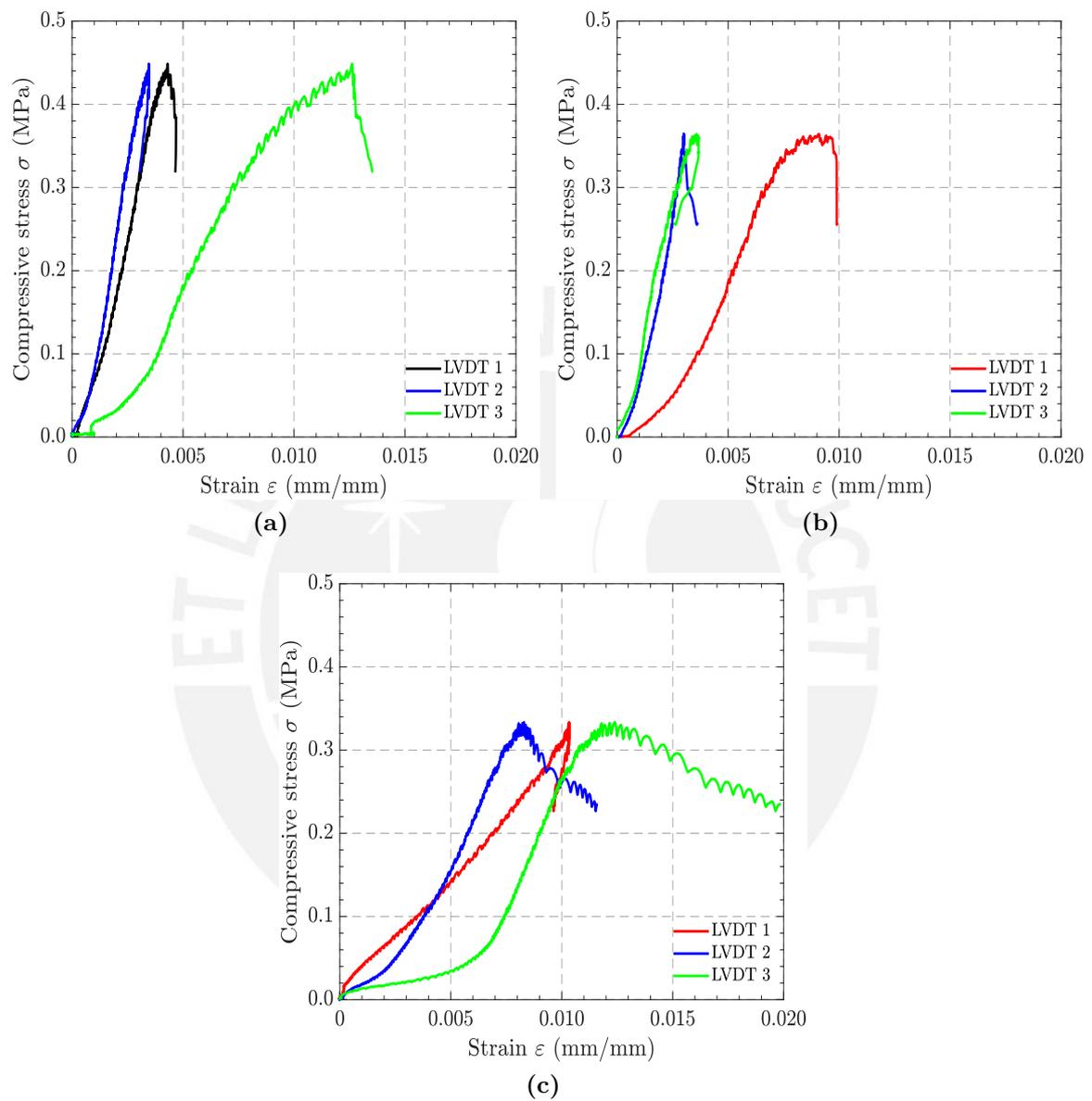


Figura 5.6: Curvas de esfuerzo de compresión versus deformación unitaria según los registros de los LVDTs de las pilas control: (a) Pila 1, (b) Pila 2 y (c) Pila 3.

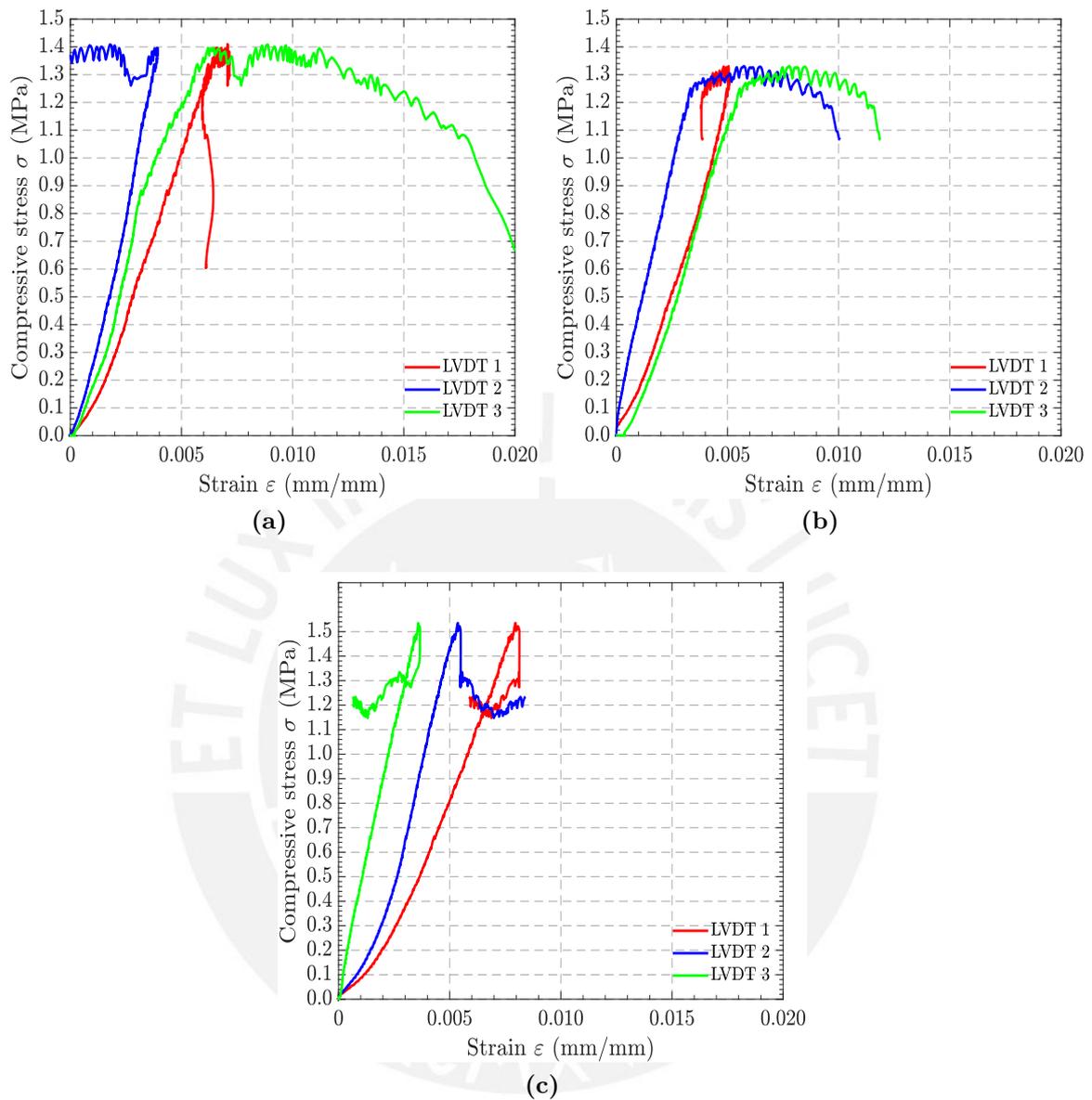


Figura 5.7: Curvas de Esfuerzo a compresión versus deformación unitaria según los registros de los LVDTs de las pilas PC: (a) Pila 1, (b) Pila 2 y (c) Pila 3.

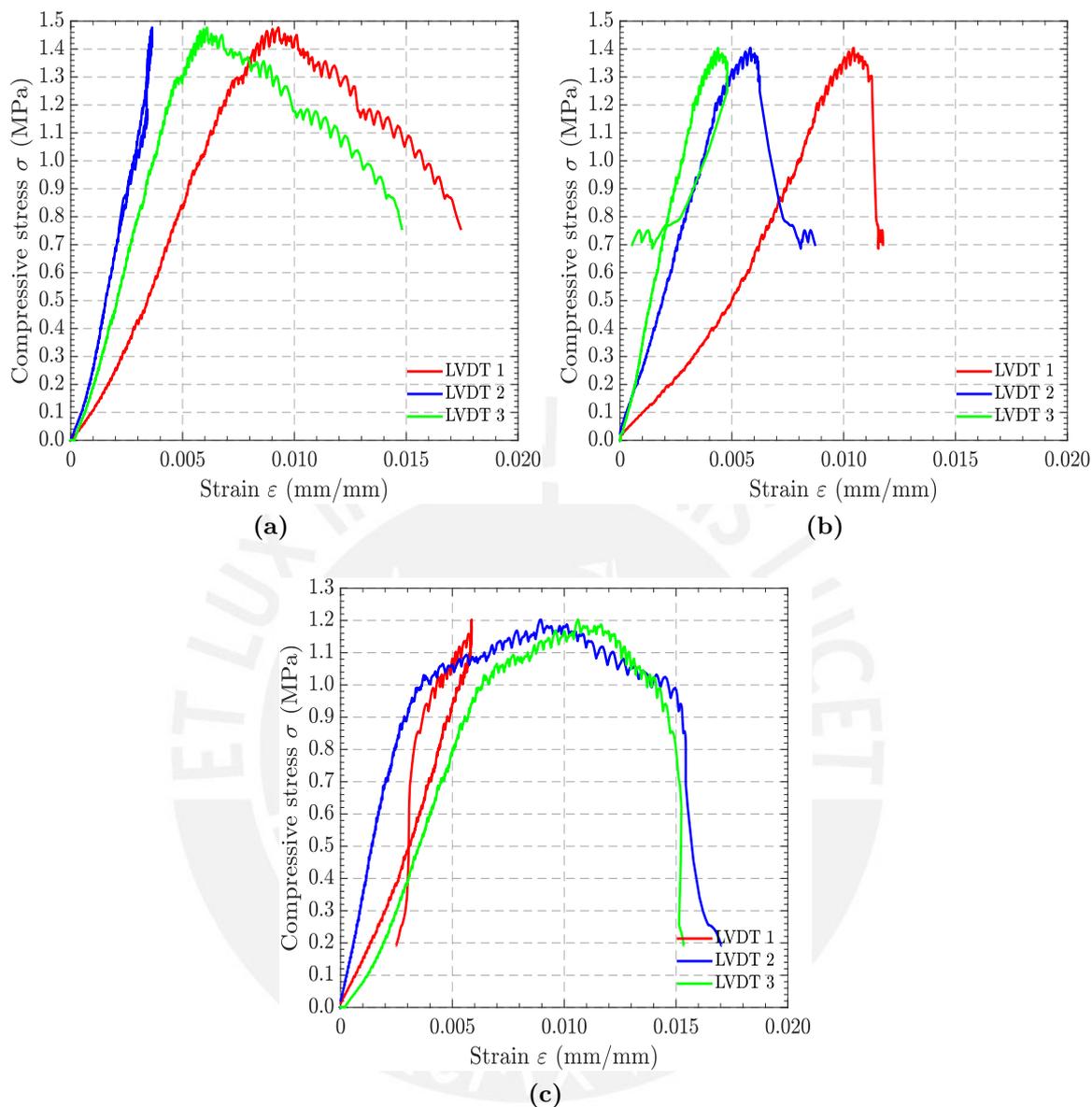


Figura 5.8: Curvas de Esfuerzo a compresión versus deformación unitaria según los registros de los LVDTs de las pilas PCL: (a) Pila 1, (b) Pila 2 y (c) Pila 3.

Se siguieron los lineamientos de la norma ASTM (2017) para el cálculo del módulo secante (E) utilizando el método gráfico con las curvas de “esfuerzo vs deformación” obtenidas de los ensayos previos de compresión uniaxial de unidades de BTC, ensayo de flexión en tres puntos de unidades de BTC y del ensayo de compresión uniaxial de pilas. El módulo de elasticidad se obtiene como la relación entre el esfuerzo y la deformación correspondiente al área que se encuentra debajo del límite proporcional. El límite proporcional está ubicado debajo del máximo esfuerzo que un material es capaz de soportar, donde la deformación es proporcional a la carga aplicada (conocida como la ley de elasticidad de Hooke). Se utilizó la ecuación Ec. 5.2, donde σ es el esfuerzo a compresión y ε es la deformación unitaria de la muestra. Para el cálculo de

σ se utilizó la ecuación Ec. 5.3 donde ΔP es el incremento de la carga (en Newtons) y A_0 es el área neta del espécimen (en mm^2). Para el cálculo de ε se utilizó la ecuación Ec. 5.4 donde ΔC es la variación de la elongación y L_0 es la longitud del dispositivo.

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (5.2)$$

$$\sigma = \frac{\Delta P}{A_0} \quad (5.3)$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta C}{L_0} \quad (5.4)$$

Para determinar el valor del módulo secante de cada muestra se consideró un esfuerzo pequeño denominado precarga (R). El valor de R se tomó como un valor que va desde el 5 % de la carga máxima registrada, cuya deformación es lo suficientemente grande como para minimizar los errores obtenidos en la data. El valor del límite proporcional se tomó a 33 % de la carga máxima registrada ($E_{33\%}$). Para las pilas conformadas por unidades sin estabilizar (Control) se obtuvo un Módulo de elasticidad promedio E_m de 89 MPa ($CV = 15\%$). Para las tres pilas constituidas por unidades estabilizadas con 10 % de cemento (PC) se obtuvo un Módulo de elasticidad promedio E_m que fue igual a 203 MPa ($CV = 11\%$). Por otro lado, para las tres pilas constituidas por unidades estabilizadas con cemento y cal se obtuvo un Módulo de elasticidad promedio E_m de 179 MPa ($CV = 37\%$). Los resultados de los módulos de elasticidad para cada tipo de dosificación se presentan en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3: Cálculo del Módulo de elasticidad promedio para las muestras

Muestra	Ensayo 1 E_1 (MPa)	Ensayo 2 E_2 (MPa)	Ensayo 3 E_3 (MPa)	E_m (MPa)	S (MPa)	CV (%)
Control	94	84	-	89	14	15
Pila PC	205	212	192	203	23	11
Pila PCL	215	170	153	179	66	37

Por otro lado, es necesario calcular el coeficiente de Poisson (ν) para determinar una medida que represente el estrechamiento generado en las pilas a casusa del ensayo a compresión uniaxial. Según las investigaciones de Bosiljkov et al. (2005) y Reddy et al. (2009) el coeficiente de Poisson se estima entre un 10 % a 40 % de la resistencia de compresión alcanzada, siendo para especímenes fabricados de tierra un valor del 30 % representativo para sistemas de mampostería. Se considera que la relación de Poisson se determina al 30 % de la resistencia a la compresión o al comienzo de la fisuración (lo que ocurriera primero). Mientras que el módulo de corte G se calcula con la Ec. 5.5 donde E es el módulo de elasticidad y ν es el coeficiente de Poisson. En la Tabla 5.4 se muestra un resumen de las propiedades de las pilas Control, PC y PCL.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (5.5)$$

Tabla 5.4: Propiedades de las pilas Control, PC y PCL ensayadas a compresión uniaxial

Muestra	Parámetro	f_m	E_m	ν	G_m
Control	Valor Promedio (MPa)	0.41	89	0.11	40
	CV (%)	0.16	15	0.05	15
Pila PC	Valor Promedio (MPa)	1.52	212	0.43	74
	CV (%)	0.07	11	0.02	11
Pila PCL	Valor Promedio (MPa)	1.45	170	0.41	60
	CV (%)	0.11	37	0.03	37

Respecto a la falla ideal de las pilas de albañilería en el ensayo de compresión, se esperaba una grieta vertical en la cara de menor dimensión cortando a las unidades debido a una fuerza de tracción a causa de una expansión lateral (efecto Poisson) generada por la compresión aplicada sobre cada espécimen. De acuerdo a lo observado en las Figuras 5.6 para las pilas constituidas por unidades solo de tierra (Control) se presentaron fallas por aplastamiento local de las unidades con grietas que se dirigen en dirección vertical siendo la unidad central la más afectada ante dicha carga con algunos desprendimientos en las caras longitudinales y transversales. Para las pilas estabilizadas con cemento y cal (Figuras 5.7 y 5.8), se observaron desprendimientos en las caras longitudinales y transversales, pero en menor proporción. Asimismo, en algunas pilas PC y PCL se formaron zonas de compresión en las esquinas provocando el desprendimiento de las mismas (Figuras 5.3e-5.3f y 5.4c-5.4d). En general, se observó que en las caras longitudinales aparecieron pequeñas grietas verticales siendo de mayor tamaño en los bloques superiores que en los bloques inferiores. En las caras transversales las grietas fueron de mayor extensión en los bloques superiores y estas se propagaban hasta los bloques centrales. de un bloque a otro. a los siguientes. Cabe destacar que los desprendimientos casi sólo estuvieron presentes en los tres bloques superiores (Figuras 5.6b-d., 5.7e-f y 5.8c).

5.3. Comportamiento de la interfaz entre bloques

El ensayo de resistencia al corte en pilas se realizó en especímenes sin refuerzo superficial considerando la información de las dosificaciones de la Tabla 1 para muestras estabilizadas solo con cemento al 2.5% y cal al 7.5%. Se construyeron pilas de tres unidades de BTC (tripletes) que se colocaron horizontalmente entre dos soportes de rodillos. Se siguieron los lineamientos de la norma UNE-41410 (2008) considerando ciertas modificaciones en el montaje del ensayo para adecuarlo a las dimensiones del espécimen, y con un tiempo de secado de 56 días como mínimo desde su fabricación.

Se pre-comprimieron los prismas en la dirección vertical utilizando tres esfuerzos

de 0.02 MPa (70 kg), 0.15 MPa (540 kg) y 0.30 MPa (1080 kg), y se aplicó una carga horizontal distribuida sobre el bloque del medio con una velocidad de 1 mm/min. Ante la ausencia de las juntas de mortero resulta complejo colocar los prismas horizontalmente; por ello, la pila se mantuvo en posición vertical y la fuerza de corte se aplicó horizontalmente, como se sugiere en la norma UNE-EN 1052-4 (2001). Las dimensiones de las pilas fueron de 280 mm de ancho, 140 mm de espesor y 225 mm de altura, y se ensayaron un total de siete especímenes (ver Tabla 5.5). Cabe mencionar que los valores obtenidos servirán para realizar la calibración de un modelo numérico respecto a un muro reforzado con geomallas, por lo que es importante conocer el comportamiento del sistema de encastre presente en los bloques. Se ensayó una pila del tipo P0 bajo una fuerza de pre-compresión media para observar cuánto influye el estabilizante en la resistencia al corte inicial.

Tabla 5.5: Cantidad de muestras fabricadas para el ensayo de resistencia al corte inicial

Tipo de muestra	Denominación	Edad (días)	Número de especímenes
Pila BTC	Control	56	1
Pila BTC estabilizada con 2.5 % de cemento y 7.5 % de cal	PCL	56	9

El equipo utilizado para el ensayo es la máquina universal MTS 810-Test, la misma que se utilizaba para el ensayo a compresión y flexión en tres puntos en bloques. No es necesario tapar los especímenes ni aplicar mortero de nivelación, ya que se utilizan las placas inferior y superior del molde de la prensa BTC, que tienen la forma exacta de las superficies inferior y superior de los especímenes, incluido el enclavamiento tal y como se muestra en la Figura 4. Se aplica una carga de manera gradual a través de gatas hidráulicas con una velocidad de 20 kg/s y considerando tres niveles de tensiones de confinamiento (0.02, 0.15 y 0.30 MPa). Se utilizan dos dispositivos LVDT verticales para medir la respuesta del espécimen, tal y como se muestra en la Figura 5.9.

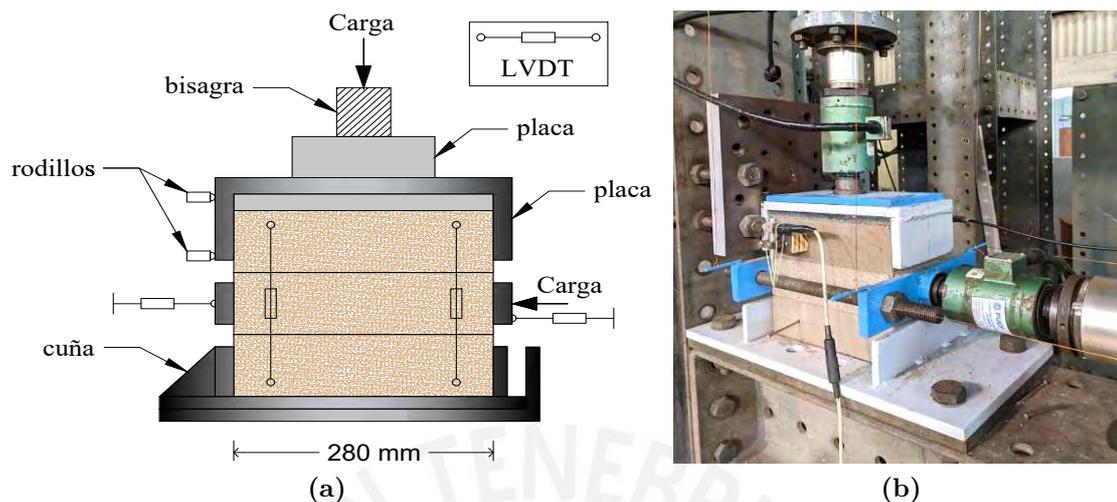


Figura 5.9: (a) Esquema de la instrumentación de especímenes usando LVDTs y (b) vista real del montaje para el espécimen antes de ser ensayado.

Para calcular el esfuerzo de corte (f_v) se tuvo en cuenta que la mampostería a menudo se considera como un material isotrópico; no obstante, puede mostrar un comportamiento altamente ortotrópico dependiendo de factores como la resistencia de la unidad al mortero y la disposición de los enlaces entre los bloques y el mortero. Debido a que se analizan pilas de BTC se espera que tengan un comportamiento ortotrópico, pues los bloques poseen perforaciones verticales lo que influye en no presentar continuidad al material bajo tensión. En la dirección horizontal la resistencia al corte (f_v) se relaciona principalmente por la fricción entre las unidades (sistemas de junta seca), ya que esta característica es más débil que la resistencia al corte de los propios bloques.

Se utilizó la ley de fricción de Coulomb como modelo constitutivo de las interfaces de fricción a bajas tensiones de confinamiento y se expresa en la Ec. 5.6 donde f_{v0} es la resistencia inicial al corte, σ_{c0} es la tensión de confinamiento (para este análisis se asumen valores positivos), y α_k como el ángulo de fricción interna. Para sistemas de albañilería con junta seca la resistencia inicial al corte se considera como nula, mientras que para sistemas con mortero esta resistencia inicial podría estar sujeta por la cohesión.

$$f_v = f_{v0} + \tan \alpha_k \cdot \sigma_{c0} \quad (5.6)$$

5.3.1. Patrones de falla

Para calcular la resistencia inicial al corte se utilizó la norma UNE-41410 (2008). Todas las muestras fueron debidamente instrumentadas para medir la deformación local. El objetivo de este ensayo fue comprender cómo trabaja el sistema de encastre entre las unidades y qué tipos de daños particulares se presentan en los bloques inferiores, centrales y superiores. Los patrones de falla de los especímenes ensayados a una misma carga de confinamiento fueron similares y las fallas se detallan en color rojo

en la Figuras 5.10 para la pila P0, y en las Figuras 5.11, 5.12 y 5.13 para las pilas estabilizadas con cemento y cal PCL.

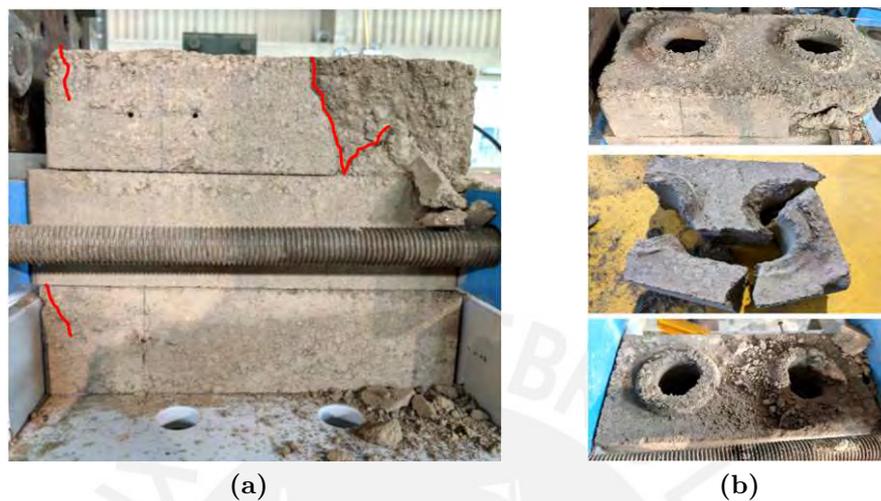


Figura 5.10: Patrones de falla en pila P0 bajo un esfuerzo de precompresión de 0.15 MPa: (a) grietas en la vista frontal de la pila y (b) fallas generadas en las unidades.

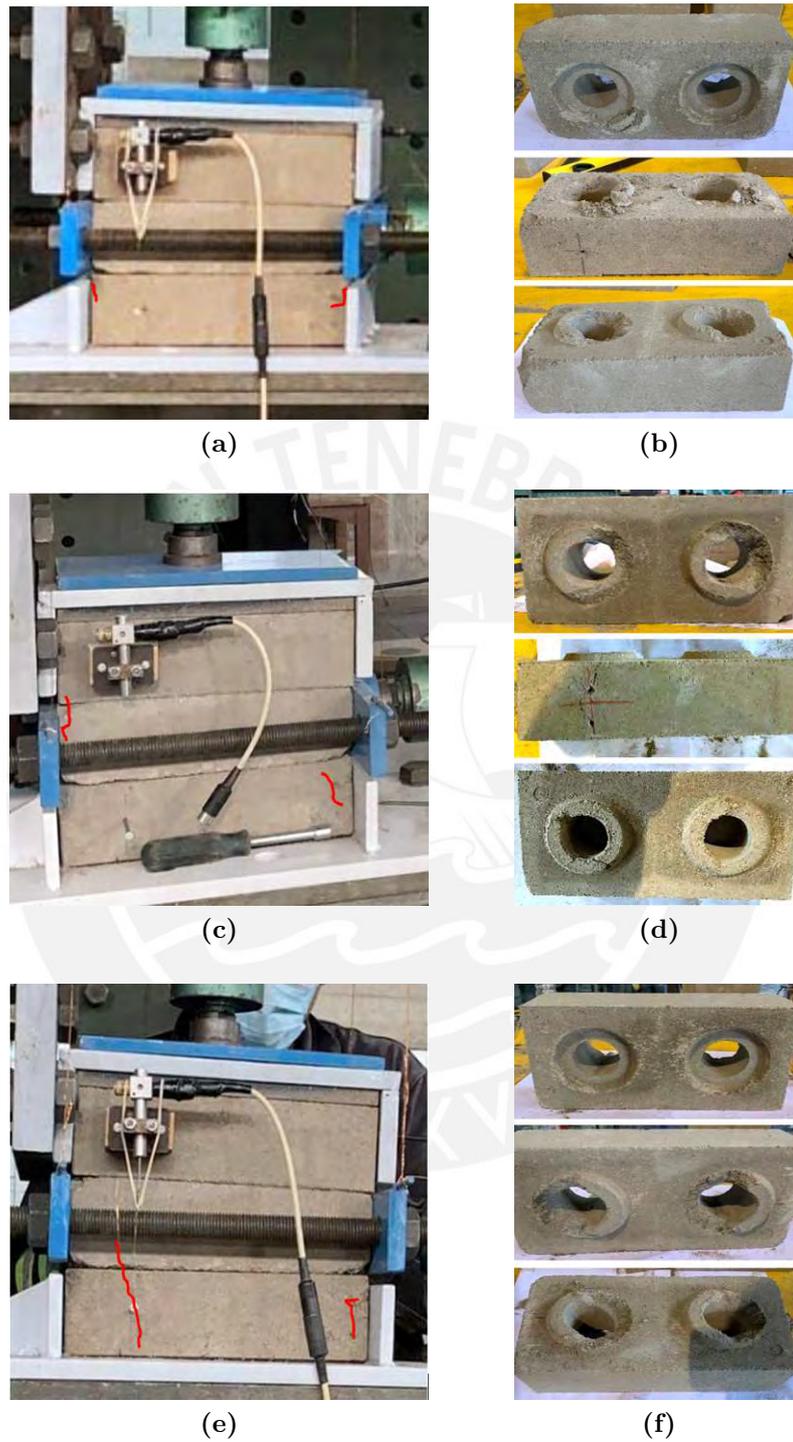


Figura 5.11: Patrones de falla en pila PCL bajo un esfuerzo de precompresión de 0.02 MPa: (a-c-e) grietas en la vista frontal de la pila y (b-d-f) fallas generadas en las unidades.

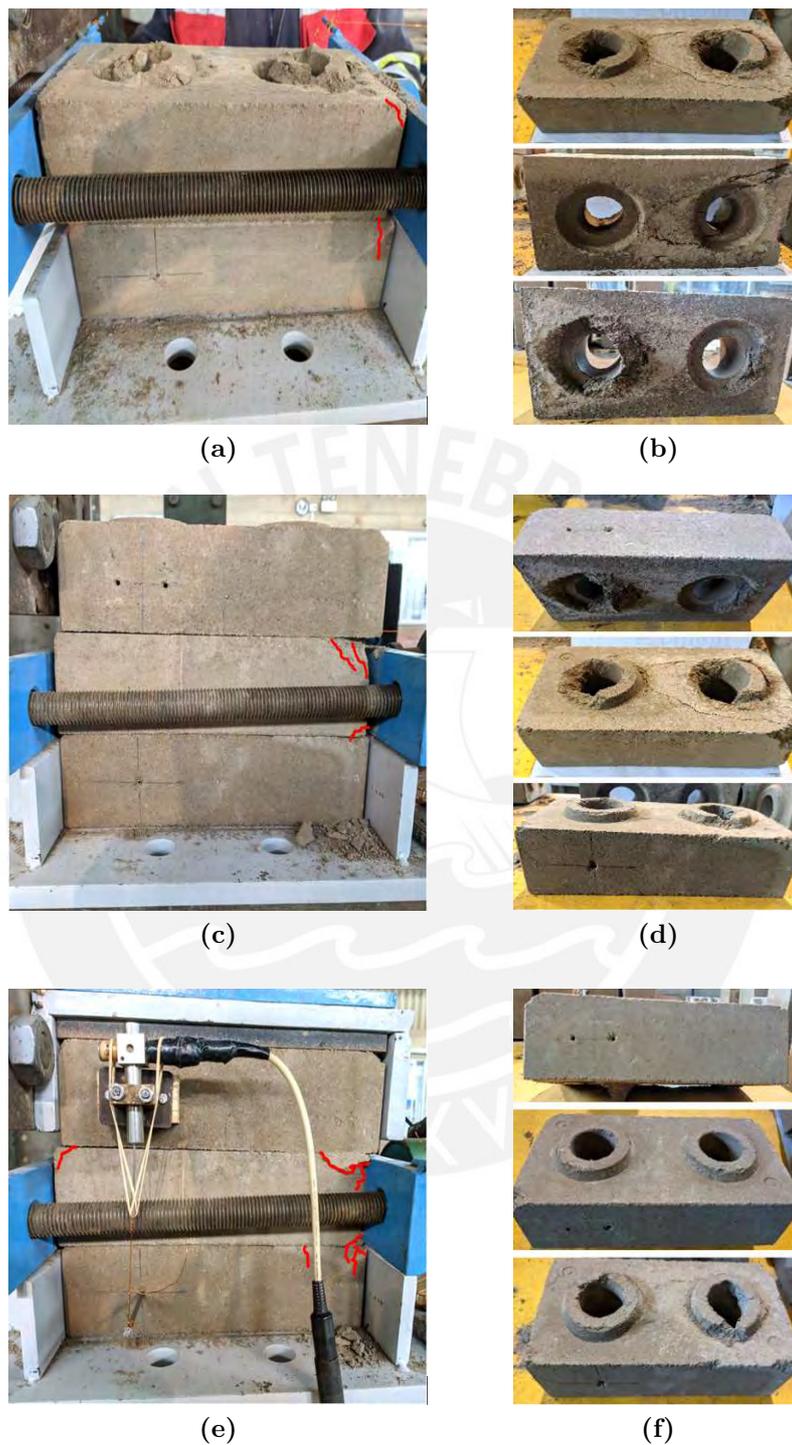


Figura 5.12: Patrones de falla en pila PCL bajo un esfuerzo de precompresión de 0.15 MPa: (a-c-e) grietas en la vista frontal de la pila y (b-d-f) fallas generadas en las unidades.

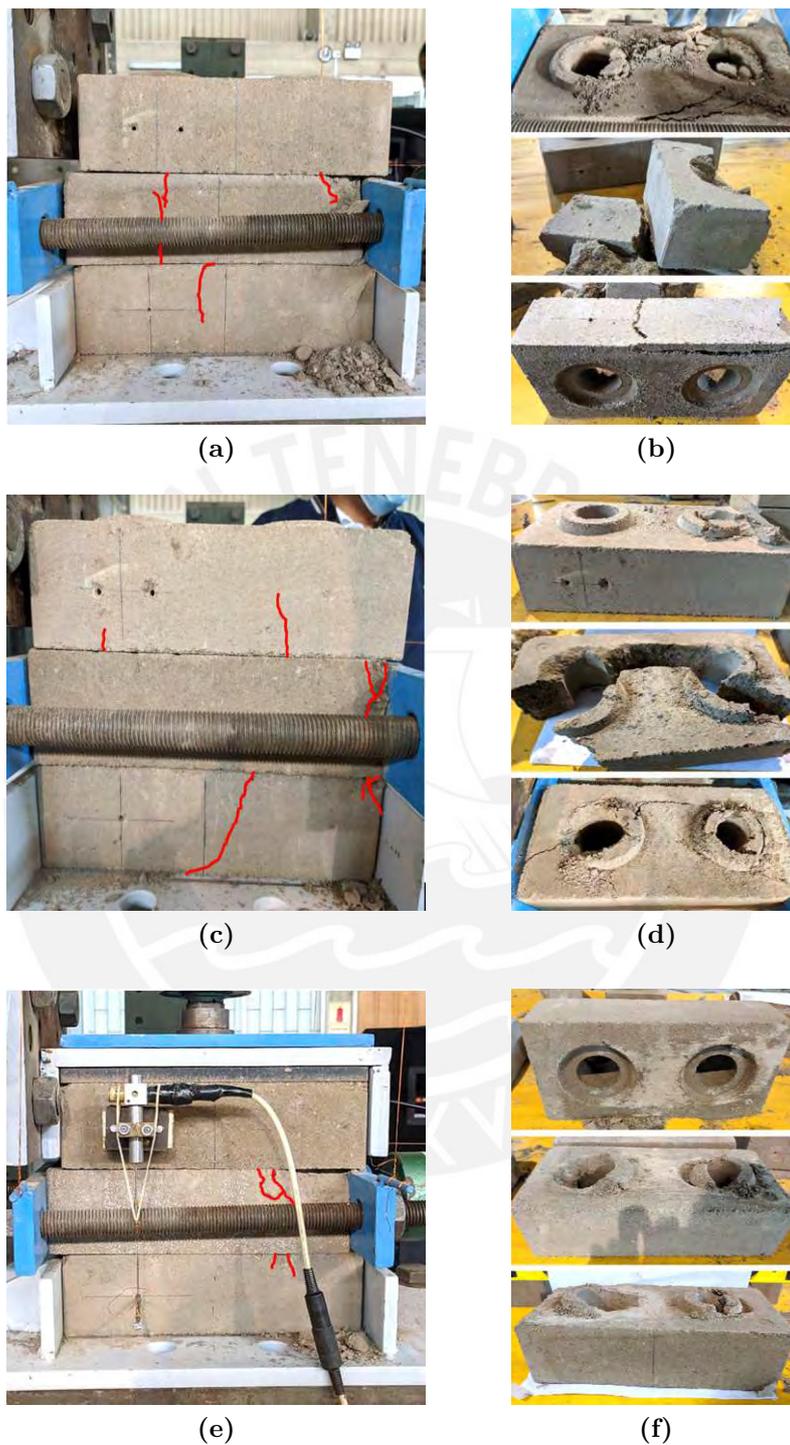


Figura 5.13: Patrones de falla en pila PCL bajo un esfuerzo de precompresión de 0.30 MPa: (a-c-e) grietas en la vista frontal de la pila y (b-d-f) fallas generadas en las unidades.

5.3.2. Resultados

Se ensayaron un total de nueve pilas conformadas por unidades estabilizadas con 2.5 % de cemento y 7.5 % de cal y utilizando la ecuación Ec. 5.6 se obtuvieron los valores para las resistencias máximas al corte. La resistencia promedio al corte para una carga de confinamiento de 0.02 MPa fue de $f_{v \text{ prom}}$ de 0.05 MPa ($CV=0.03\% < 1\%$). Para una carga de confinamiento de 0.15 MPa se obtuvo una resistencia promedio al corte $f_{v \text{ prom}}$ de 0.15 MPa ($CV=0.13\% < 1\%$), y para una carga de confinamiento de 0.30 MPa se obtuvo una resistencia promedio al corte $f_{v \text{ prom}}$ de 0.24 MPa ($CV=0.03\% < 1\%$). Cabe resaltar que, se ensayó una pila sin estabilizar para una carga de confinamiento media de 0.15 MPa y se obtuvo una resistencia al corte de 0.13 MPa. Los resultados de las resistencias para las pilas estabilizadas se presentan en la Tabla 5.6 y en la Figura 5.14.

Tabla 5.6: Registro de las resistencias al corte f_v para los esfuerzos de confinamiento

Esfuerzo de confinamiento (MPa)	Esfuerzo máximo al corte (MPa)			$f_{v \text{ prom}}$	S	CV %
	Pila 1	Pila 2	Pila 3			
0.02	0.048	0.051	0.051	0.05	0.03	0.03
0.15	0.157	0.163	0.126	0.15	0.13	0.13
0.30	0.239	0.245	0.232	0.24	0.03	0.03

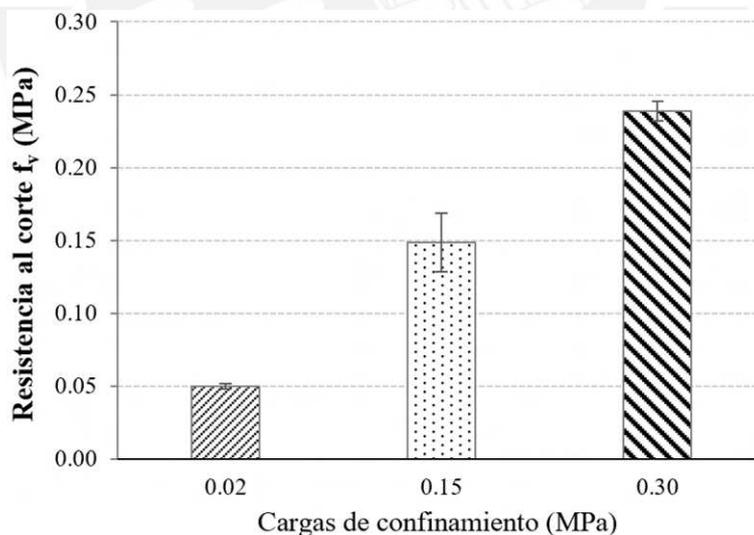


Figura 5.14: Resultados de la resistencia promedio al corte de pilas estabilizadas PCL (f_v) para las diferentes cargas de confinamiento, a una edad de 56 días.

La regresión lineal entre la carga de confinamiento y la resistencia al corte muestra que la resistencia al corte inicial es igual a 0.04 MPa, con una tangente del ángulo de fricción interna ($\tan \alpha_k$ es igual a 0.673. En la Figura 5.15 se observa que la regresión lineal tiene un elevado coeficiente de determinación: $R^2 = 0.98$.

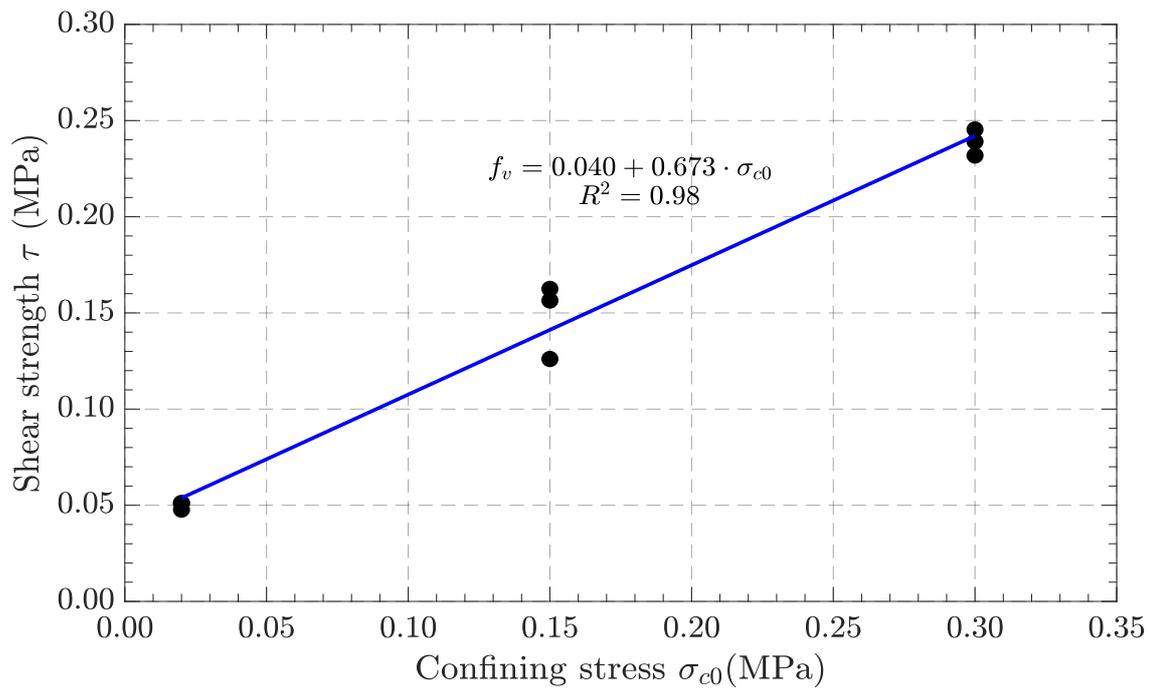


Figura 5.15: Resultados del ensayo de corte en pilas.

La Figura 5.16 muestra las curvas de desplazamiento horizontal versus el esfuerzo a corte de las pilas PCL para las tensiones de confinamiento de 0.02, 0.15 y 0.30 MPa, respectivamente. En los casos donde se aplicó una tensión de confinamiento de 0.02 MPa y 0.15 MPa el esfuerzo cortante máximo se mantuvo después de alcanzar su pico formando una larga deformación horizontal.

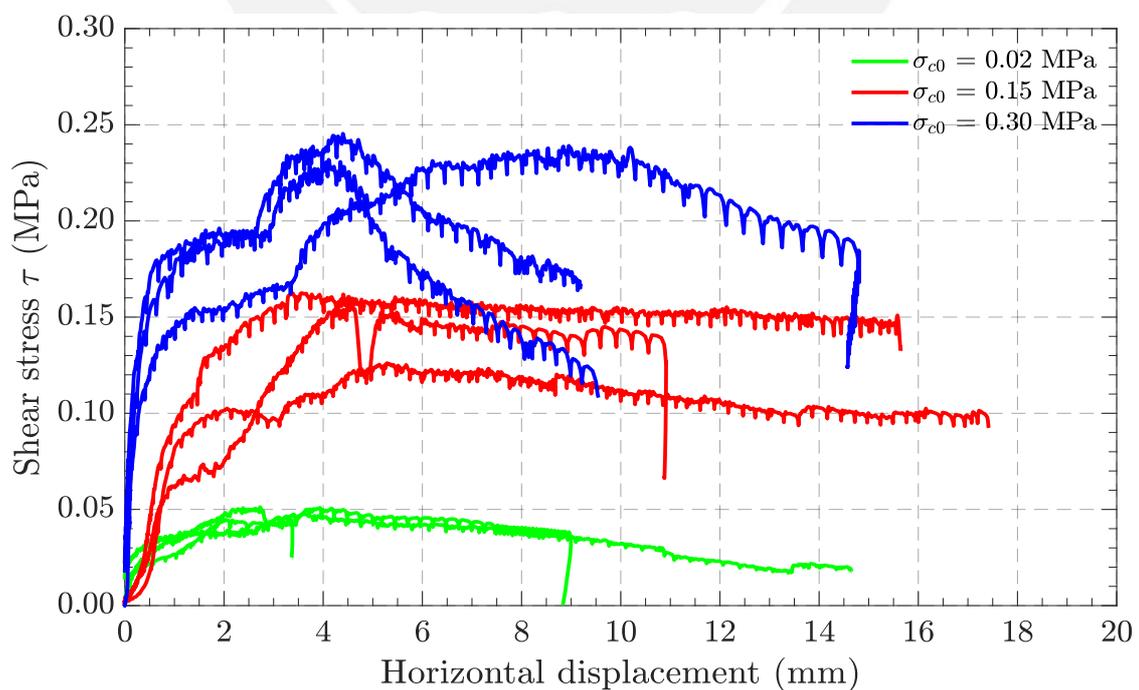


Figura 5.16: Curvas de Desplazamiento horizontal versus Esfuerzo de corte.

De acuerdo a los patrones de falla presentados en las Figuras 5.11, 5.12 y 5.13 se observó que para las pilas ensayadas con una tensión de confinamiento de 0.30 MPa se generó una caída brusca del esfuerzo de corte sin una posterior recuperación de su capacidad. Esto ocurrió debido a que después de alcanzar el pico del esfuerzo de corte, los bloques fallaron en gran parte de su geometría, además de que grandes trozos se desprendieron de la pila (se corrobora en la Figura 5.13). Esto indica que el confinamiento vertical (al nivel del pico del esfuerzo) es lo suficientemente alto como para impedir que el bloque central se deslice libremente. En las Figuras 5.11, 5.12 y 5.13 (a, c y e) se observó que los bloques centrales se deslizaron horizontalmente a causa del empuje lateral por parte del actuador. La interfaz entre unidades mostró signos de superficies rugosas debido a la fricción que se generó entre los bloques, así como en el sistema de encastre pues en las unidades inferiores y centrales se observaron roturas de las endentaciones superiores. Es importante mencionar que en las pilas donde las endentaciones se rompieron para los bloques inferiores y centrales, el sistema de encastre funcionó de manera simultánea por lo que se obtuvo un comportamiento eficaz. Asimismo, la rugosidad presente en las superficies de los bloques aumentó con el incremento de la tensión de confinamiento siendo muy baja en el nivel de tensión de 0.02 MPa.

Por otro lado, respecto a la regresión lineal entre la carga de confinamiento y la resistencia al corte (ver Figuras 5.15) se determinó que la resistencia al corte inicial es igual a 0.04 MPa para las pilas constituidas de bloques estabilizados con cemento al 2.5 % y cal al 7.5 %, con una tangente del ángulo de fricción interna ($\tan \alpha_k$) es igual a 0.673. Asimismo, se observó que la regresión lineal tiene un valor para el coeficiente de determinación igual a $R^2 = 0.98$. Debido a que se analizaron especímenes del tipo de mampostería apilada en seco con un sistema de encastre (macho-hembra) se esperaba que la resistencia al corte inicial sea cero; sin embargo, se infiere que el efecto del encastre entre unidades puede ser el responsable de este valor no nulo.

5.4. Ensayos de corte en el plano de muros

5.4.1. Descripción de especímenes

5.4.1.1. BTCE

Los muros que se ensayaron son de doble hoja con el objetivo de representar los elementos estructurales de una vivienda constituida por unidades de BTC. Dichos bloques están estabilizados con cemento al 2.5 % y cal al 7.5 %, debido a que según los resultados de ensayos mecánicos en unidades y pilas los valores obtenidos de las propiedades mecánicas en resistencia a la compresión, corte inicial y módulo de elasticidad son en gran medida comparables con especímenes constituidos de unidades estabilizadas con cemento al 10 %. El contenido de agua en la mezcla para la fabricación de bloques, y la relación de agua y cemento se presentan en la Tabla 5.7.

Tabla 5.7: Dosificación para la fabricación de unidades de BTC

Dosificación	Materiales (%)			Contenido de agua: ω (%)	Relación agua/cemento: ω/c
	Suelo mejorado	Cemento	Cal		
SCL10(25%)	90	2.5	7.5	10-11	4.0-4.4

5.4.1.2. Geomalla

El refuerzo para los muros está compuesto de una geomalla del tipo Tensar SX-4100 del tipo biaxial ya que son capaces de soportar cargas de tracción en la dirección longitudinal y transversal. Se optó por utilizar esta geomalla debido se buscó una buena compatibilidad con el mortero, propiedades mecánicas mejores que otros polímeros, así como los factores de durabilidad y asequibilidad económica. En la Tabla 5.8 se muestran las propiedades mecánicas de la geomalla utilizada para el refuerzo. El valor de MD es la dirección principal de la geomalla (dirección de extrusión de la maquina) y XMD es la dirección transversal. Este material se instaló embebido en la matriz de tierra estabilizada que recubrió el muro de manera superficial.

Tabla 5.8: Propiedades mecánicas de la geomalla Biaxial SX-4100

Propiedades	Unidades	MD	XMD
Tamaño de abertura	mm	40	40
Espesor mínimo de la costilla	mm	0.80	0.70
Resistencia a la tracción al 2% de elongación	kN/m	4.00	5.50
Resistencia a la tracción al 5% de elongación	kN/m	8.00	10.50
Resistencia última a la tracción	kN/m	12.80	13.50

5.4.1.3. Matriz de tierra estabilizada (mortero)

Las dosificación del mortero utilizado como materia prima para la elaboración del reforzamiento sísmico superficial se presenta en la Tabla 5.9, se muestran los porcentajes de materiales y porcentajes de los contenidos de agua.

Tabla 5.9: Dosificaciones para la fabricación de mortero

Nomenclatura	S1B/S1M (%)	Cemento (%)	Cal (%)	Agua/material seco (%)
SCL20 (75%)	80.0	15.0	5.0	29.0

5.4.2. Construcción de muros

5.4.2.1. Datos generales y geometría de los muros

Se ensayaron un total de cuatro muros considerando dos de ellos con un refuerzo externo con geomallas del tipo Tensar SX-4100 del tipo biaxial la cual estará adherida

a los muros mediante un mortero constituido por 80 % de suelo mejorado, 15 % de cemento y un 5 % de cal. La propuesta geométrica de los muros y el tipo de acero que se utilizó en las vigas se detalla en la Figura 5.17, en donde se especifica la construcción de dos vigas de concreto armado (inferior y superior) que están adheridas al muro mediante un mortero simple (proporción 2:1:1 de arena, cemento y agua respectivamente) para una correcta distribución de las cargas aplicadas solo los especímenes. Las dimensiones de los muros son de 2.10 m de longitud, 2.25 m de alto y 0.28 m de espesor, para los muros sin refuerzo mientras que los muros reforzados poseen la misma altura, pero tienen 0.32 m de espesor y 2.14 m de longitud. La viga superior (viga solera) posee dimensiones de 2.5 m de longitud, 0.20 m de alto y 0.32 m de ancho, mientras que la viga inferior (viga base) es de 3.1 m de longitud, 0.30 m de alto y 0.35 m de ancho (ver Tabla 5.10).

Tabla 5.10: Dimensiones de los muros y vigas

Elemento	Espesor (m)	Longitud (m)	Altura (m)
Muro sin refuerzo	0.28	2.10	2.25
Muro con refuerzo	0.32	2.14	2.25
Viga superior	0.32	2.50	0.20
Viga inferior	0.35	3.10	0.30

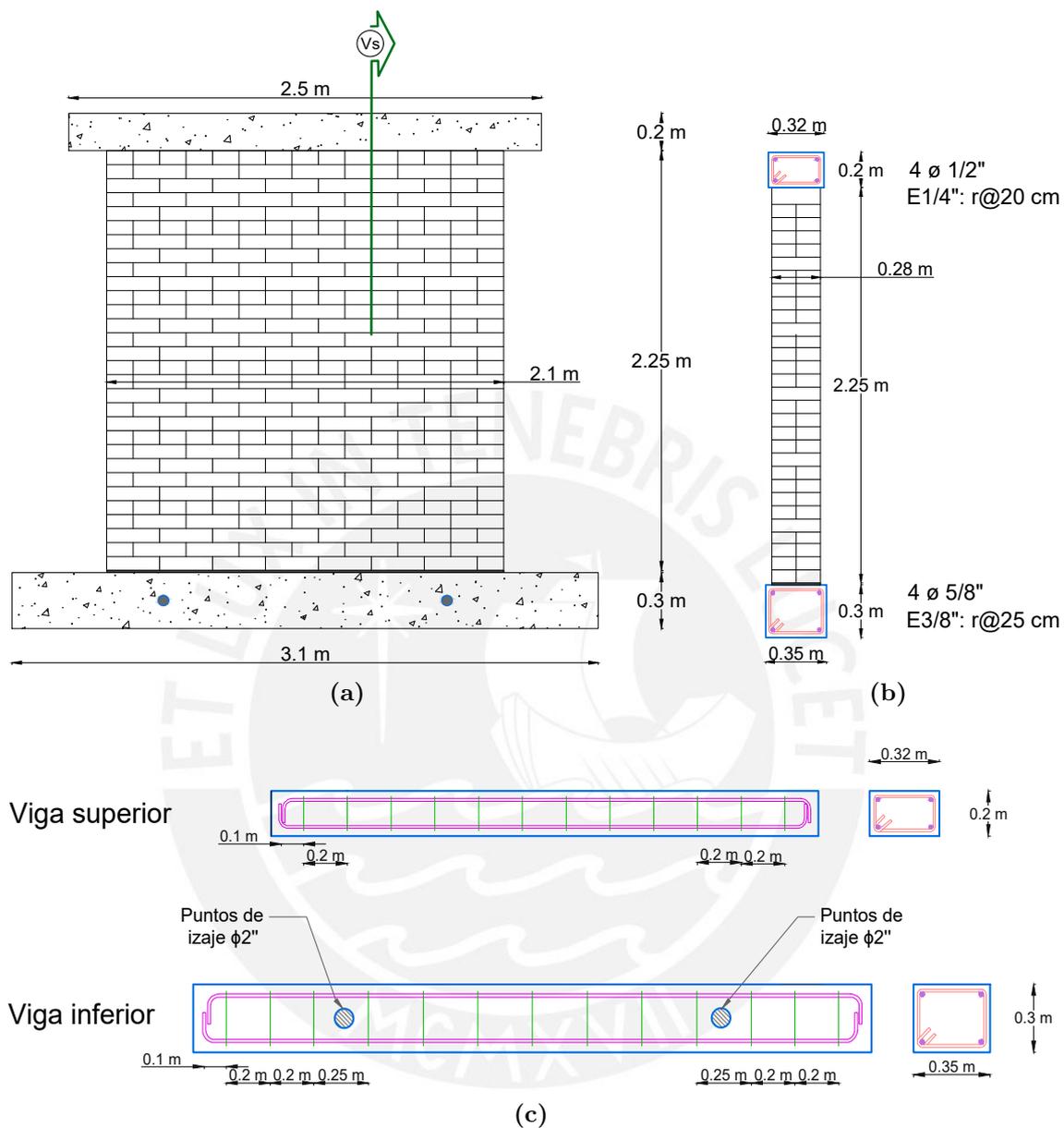


Figura 5.17: (a) Vista frontal del muro y vigas inferior y superior, (b) vista en corte del sistema con detalle de acero de las vigas y (c) detalle del acero longitudinal en las vigas.

5.4.2.2. Proceso constructivo de los muros

Se considera que los muros a ensayar representan a los muros estructurales por lo que se optó por una geometría de muros de doble hoja, pues su comportamiento ante esfuerzos de corte permite alcanzar una fuerza lateral mayor que los muros simples de una hoja. El muro se construye de doble hilada para evitar fallas fuera del plano por una baja esbeltez ((Sturm et al., 2015b)), además que se asegura la correcta interconexión entre las filas. Las cuatro primeras hileras se colocan con unidades en posición de doble

soga con cierre de la unidad en posición de cabeza (ver Figura 5.18a-b) y la quinta hilera se realiza con unidades solo en posición de cabeza (ver Figura 5.18c). Se sigue este patrón hasta completar la altura de muro deseado igual a 2.25 m (ver Figura 5.18d). Para la construcción de los muros se debe tener en cuenta que, previamente deben ser construidas la viga inferior sobre la cual se apoyará el muro, y la viga superior. Para adherir el muro a las vigas se utilizó un mortero simple con una proporción 2:1:1 de arena, cemento y agua, respectivamente, para una correcta distribución de las cargas aplicadas durante el ensayo de corte cíclico.

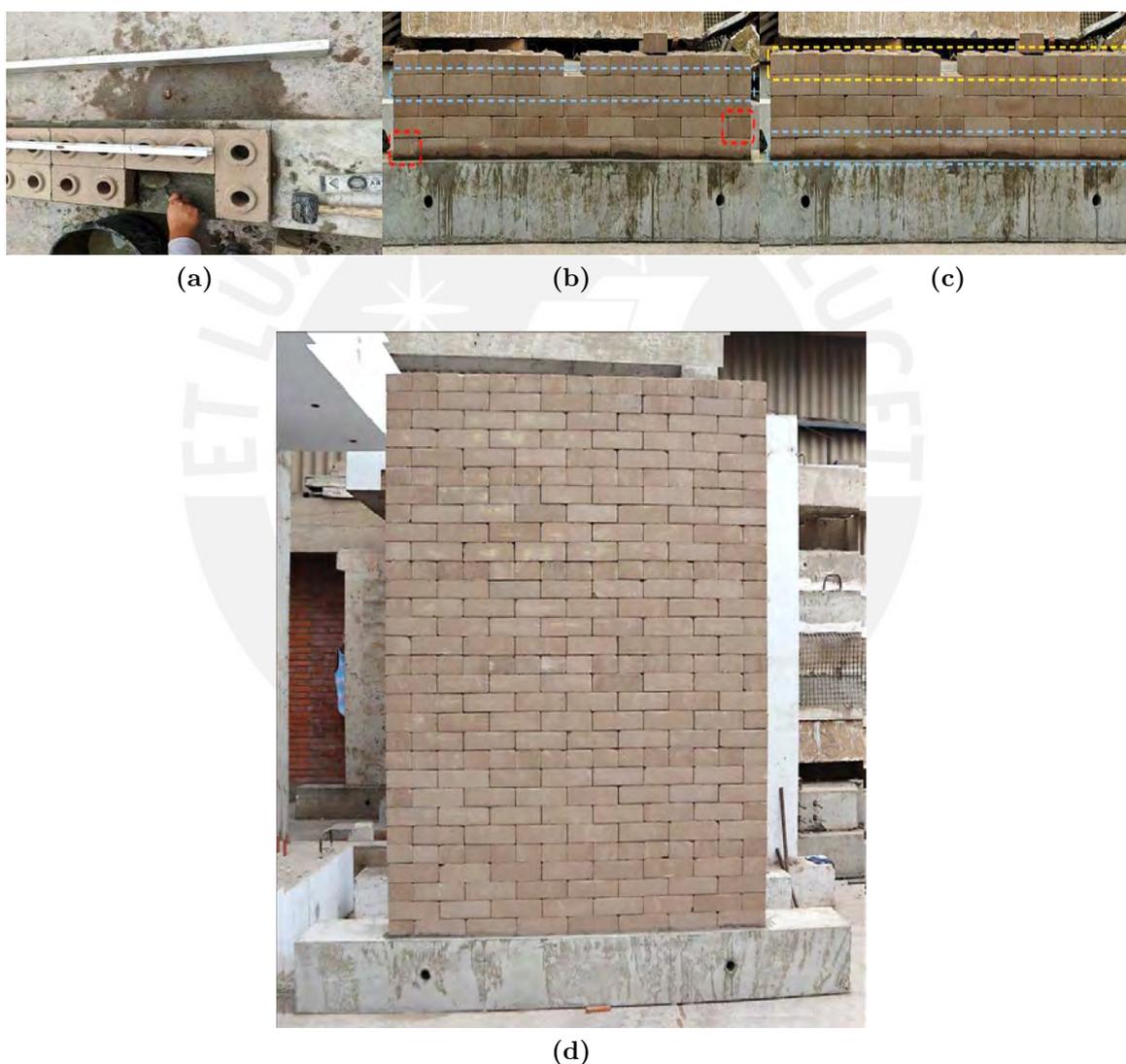


Figura 5.18: a) Junta de mortero de cemento. Patrón de 5 hileras: b) 4 hileras en posición de doble soga con cierre de cabeza en los extremos y c) una hilera en posición de cabeza. d) Muro final de BTC sin refuerzo

Algunos detalles a considerar durante el proceso del armado del muro es que el operario debe verificar que las unidades estén en buen estado sin la presencia de daños en sus esquinas (Figura 5.19a). Es importante que para un correcto funcionamiento

del sistema de encastre las hendiduras entre los bloques deben coincidir evitando la generación de espacios vacíos entre las unidades (Figura 5.19b). Por otro lado, se debe verificar que las unidades al momento de su colocación no presenten tierra en las superficies, caso contrario con ayuda de una brocha se deben limpiar los bloques (Figura 5.19c). Por otro lado, para verificar que el muro durante su construcción no presente desviaciones en todas sus direcciones se debe utilizar nivel de burbuja, pues esto podría influir en la generación de fallas locales (Figura 5.19d).



Figura 5.19: Detalles durante el proceso constructivo de los muros sin refuerzo superficial.

Para la construcción de los muros reforzados se colocaron una porción de geomalla entre la viga inferior y el muro, para generar un buen amarre con las secciones paralelas al muro. Asimismo, se colocaron precintos o sellos de seguridad para asegurar la geomalla a los muros. Se colocaron 2 precintos para cubrir el espesor de los muros cada 28 cm que es la longitud de una unidad de BTC. Dichos precintos se colocaron cada dos hileras del muro para que la geomalla del refuerzo superficial pueda estar correctamente adherida al muro (Figura 5.20a-b). Posteriormente a ello, el armado del muro es similar a los muros sin refuerzo con los asentamientos de las unidades de BTC (Figura 5.20c-d).

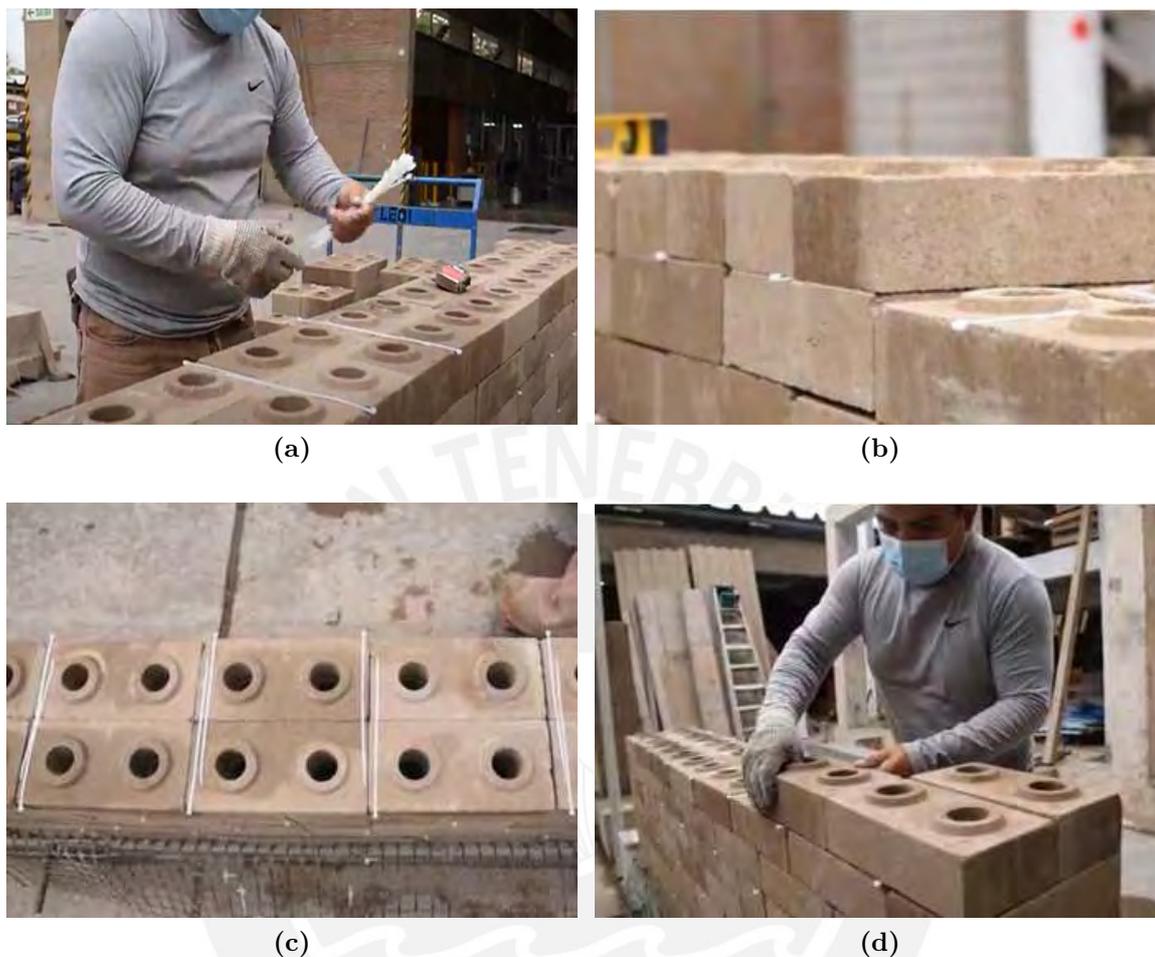


Figura 5.20: Proceso constructivo de los muros reforzados con geomallas.

Una vez completada la altura de 2.25 m con los precintos de seguridad, se coloca la geomalla y se sujeta al muro. Los rollos de geomalla son comercializados en anchos de 3.00 m, por lo que, es necesario realizar traslapes de 0.25 m como mínimo para poder cubrir completamente el muro. Tanto las aletas de geomalla fijadas en la viga de cimentación como los traslapes se tejen con precintos de seguridad, de tal manera, que queden bien tensadas como se observa en la Figura 5.21a. Tras esto, se recubre la geomalla con el mortero estabilizado SCL20 (75 %) en todo el muro (ver Figura 5.21b), para mantener el espesor de 0.20 m se fijan maderas al costado del muro y al centro se deja alineadores, luego se enrasa (ver Figura 5.21c). Se da los acabados finales para lograr una superficie plana, después se deja secar por 28 días como mínimo (ver Figura 5.21d). Durante el secado, tener cuidado de la formación de microfisuras, lo más probable es la aparición de estas al día siguiente por lo que se puede realizar un resane con el mismo mortero.



Figura 5.21: a) Fijación de la geomalla al muro (se observan los traslapes), b) Colocación del mortero estabilizados, c) Enrasado del mortero para cumplir con el espesor de 0.20 m y d) muro final con refuerzo superficial.

5.4.2.3. Instrumentación de los especímenes

Luego de haber construido los muros estos se trasladaron al área donde se realizarán los ensayos mediante poleas que se sujetan a las vigas inferiores de los muros (Figura 5.22).



Figura 5.22: Izaje y traslado de los muros al área de ensayo.

Se utilizaron LVDTs para la medición de los desplazamientos relativos entre puntos de la pared. Dichos sensores se conectaron a través de hilos de cobre que fueron tensados con ligas elásticas y conectados a los LVDTs para medir el desplazamiento entre puntos distantes. En total se colocaron 15 sensores siendo cuatro de estos ubicados en la cara principal (pintada de blanco) y los 11 restantes en la cara posterior. Se empernaron al muro unas placas de madera en las que se ubicaron los sensores en la cara transversal del muro (Figura 5.23a) y en las caras longitudinales (Figura 5.23b-5.23c).



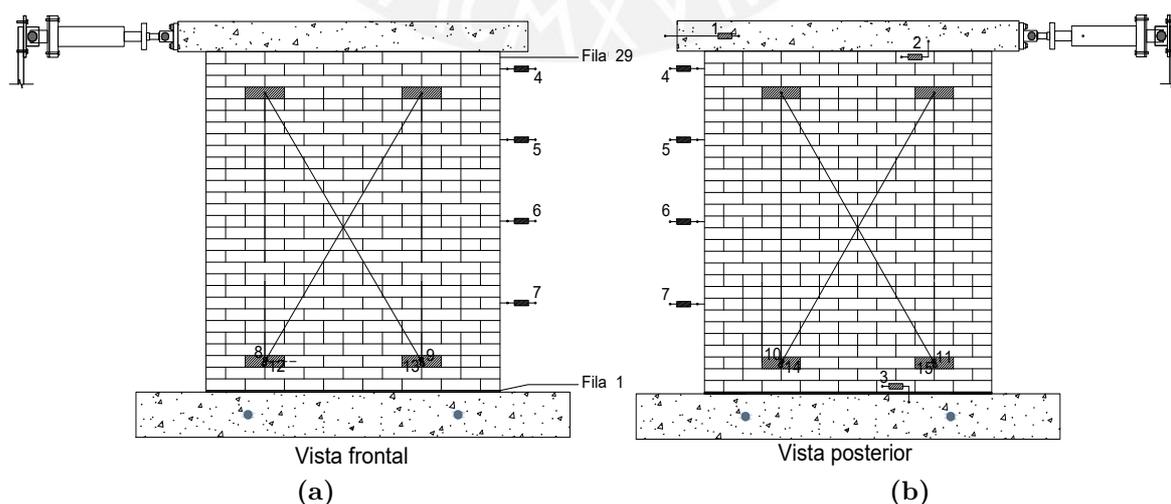
Figura 5.23: Instrumentación y colocación de los LVDTs en los muros.

Para cada uno de los sensores se consideró una ubicación específica y estratégica para el registro de los desplazamientos horizontales y verticales que los muros desarrollaron durante el ensayo de corte cíclico. Las características de LVDTs se detallan a la Tabla 5.11.

Tabla 5.11: Características de los sensores LVDTs en la instrumentación de los muros

# Sensor	Posición y función del sensor en las mediciones	Capacidad de rango de desplazamiento
LVDT 1	Ubicado en la viga superior de la cara posterior y conectado a la reacción (punto estático ubicado al lado contrario del actuador horizontal) en uno de sus extremos permitirá registrar los desplazamientos horizontales a la altura de la viga solera.	± 10 mm
LVDTs 2 y 3	Ubicados en la cara posterior en las filas 29 y 1 respectivamente, registrarán los movimientos relativos a la altura de las uniones entre las vigas y el muro para controlar que no se produzca ningún tipo de deslizamiento.	± 10 mm
LVDTs 4 - 7	Ubicados en el lado derecho de la vista frontal del muro (lado opuesto donde se encuentra el actuador horizontal) en las filas 8, 15, 22 y 28 respectivamente.	N°4: ± 200 mm, N°5: ± 100 mm, N°6: ± 50 mm, N°7: ± 20 mm
LVDTs 8 - 11	Ubicados en la tercera fila y registrarán la deformación vertical en cada cara del muro.	± 20 mm
LVDTs 12 - 15	Ubicados en la tercera fila y registrarán la deformación diagonal en cada cara del muro.	± 50 mm

En la Figura 5.24 se detallan las posiciones consideradas para los sensores ubicados en los muros sin refuerzo.

**Figura 5.24:** Configuración de la instrumentación del ensayo de corte cíclico en muros sin refuerzo: (a) vista frontal y (b) vista posterior.

Para los muros reforzados, al presentar una matriz de reforzamiento que engloba la geomalla y el mortero con un espesor final de 2 cm, se consideraron posiciones de los LVDTs que difieren a las de los muros sin refuerzo (no se tomaron en cuenta las posiciones según las filas) y se presentan en la Figura 5.25. Las características de los sensores son semejantes a lo considerado para los muros sin reforzamiento en la Tabla 5.11.

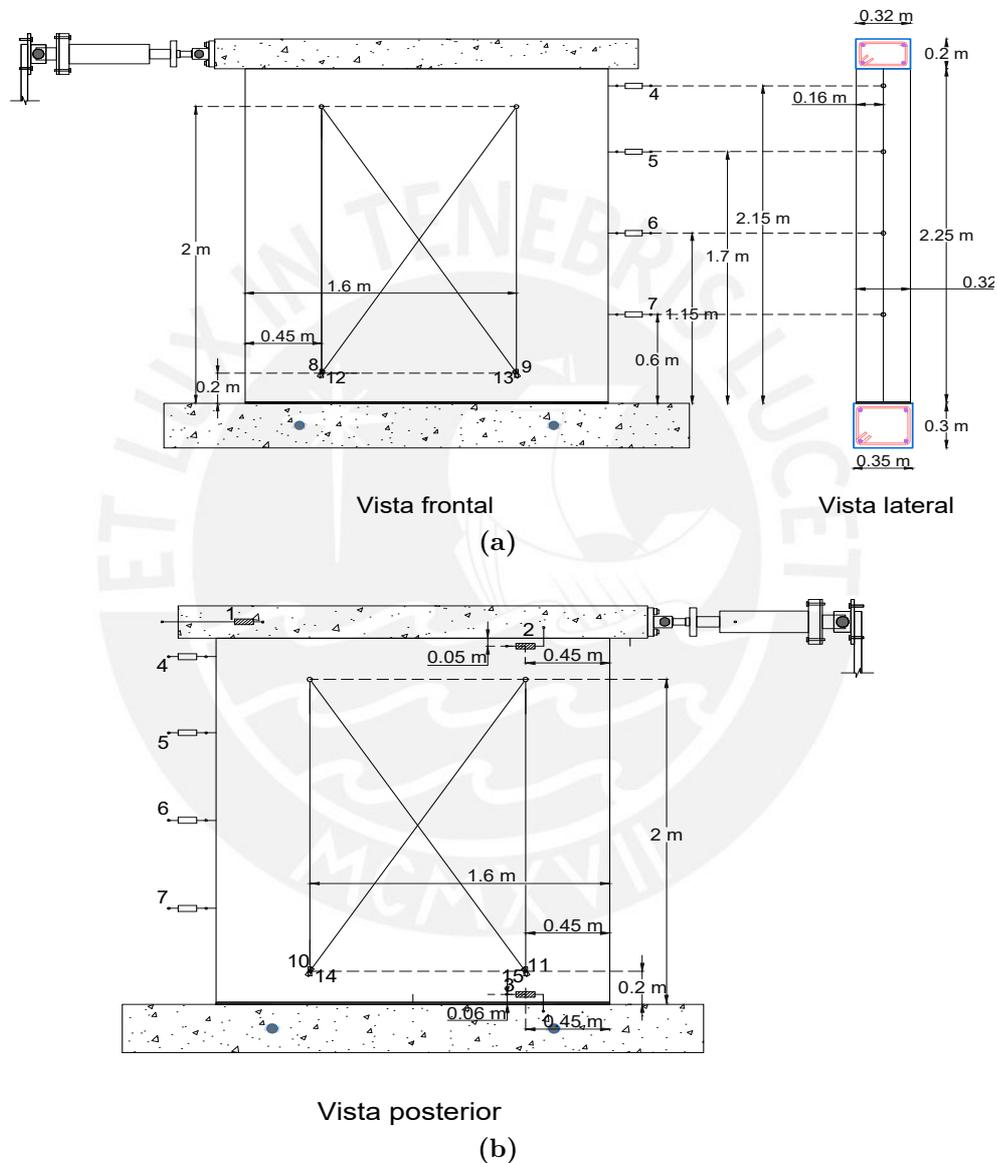


Figura 5.25: Configuración de la instrumentación del ensayo de corte cíclico en muros sin refuerzo: (a) vista frontal y (b) vista posterior.

Finalmente, la configuración del ensayo se detalla en la Figura 5.26 en el cual se observa la instrumentación mecánica para aplicar tanto la carga lateral, vertical y los dispositivos que mantienen estable el espécimen.

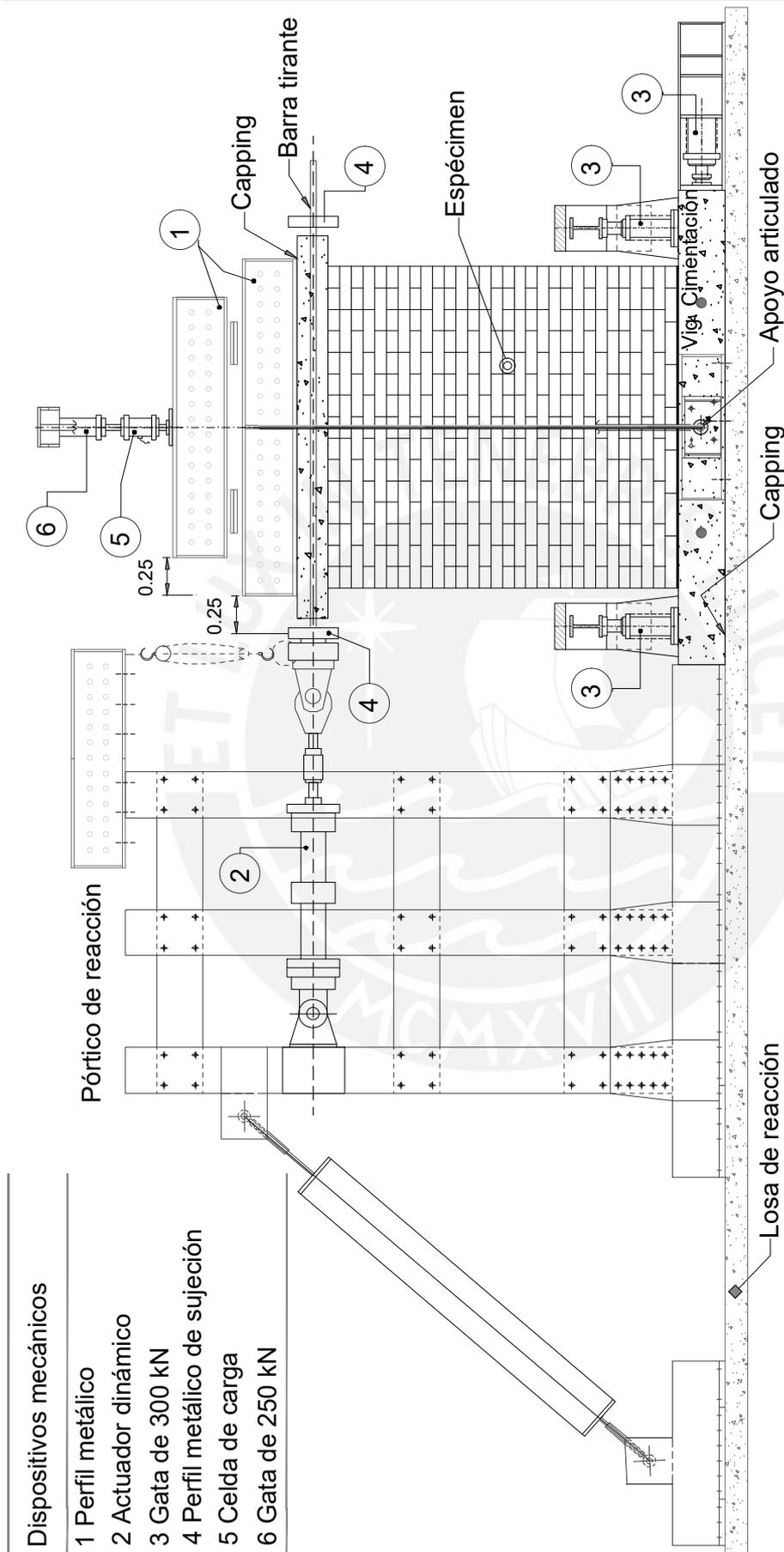


Figura 5.26: Configuración del ensayo de corte cíclico en muro de BTC sin refuerzo.

5.4.3. Ensayo de corte cíclico

5.4.3.1. Protocolo de de carga

Para los datos del protocolo de carga para realizar el ensayo de corte cíclico se consideró la aplicación de una carga vertical de precompresión axial sobre los muros para reproducir las condiciones de servicio de una estructura real (provenientes del peso de un techo de madera y cargas por el peso de nieve según las normas E.020: Cargas y E.080: Diseño y construcción de tierra reforzada) con un valor estimado de 12 kN. Asimismo, para este ensayo se tuvo un control por desplazamiento y se realizaron varios ciclos de amplitud creciente de desplazamiento horizontal hasta llegar a la falla del espécimen (muro), considerando un total de 10 fases donde cada una de ella contó con 2 ciclos. Para los muros sin refuerzo se proyectó una carga lateral máxima de 20 kN, y para los muros reforzados de 50 kN, además se estimó un desplazamiento máximo de 25 mm y las velocidades para cada fase se detallar en la Tabla 5.12. Cabe resaltar que este protocolo de carga se aplicará para el ensayo de los dos muros sin refuerzo. Asimismo, la Figura 5.27 muestra la historia de desplazamientos de las cargas laterales siguiendo como referencia lo planteado por Sturm et al. (2015a) al analizar muros de mampostería sin refuerzo constituidos por BTCs estabilizados con cemento, con dimensiones de los especímenes similares a las utilizadas en esta investigación, y se utilizó como protocolo de carga pasos sinusoidales consecutivos que se repitieron una vez antes de aumentar la amplitud.

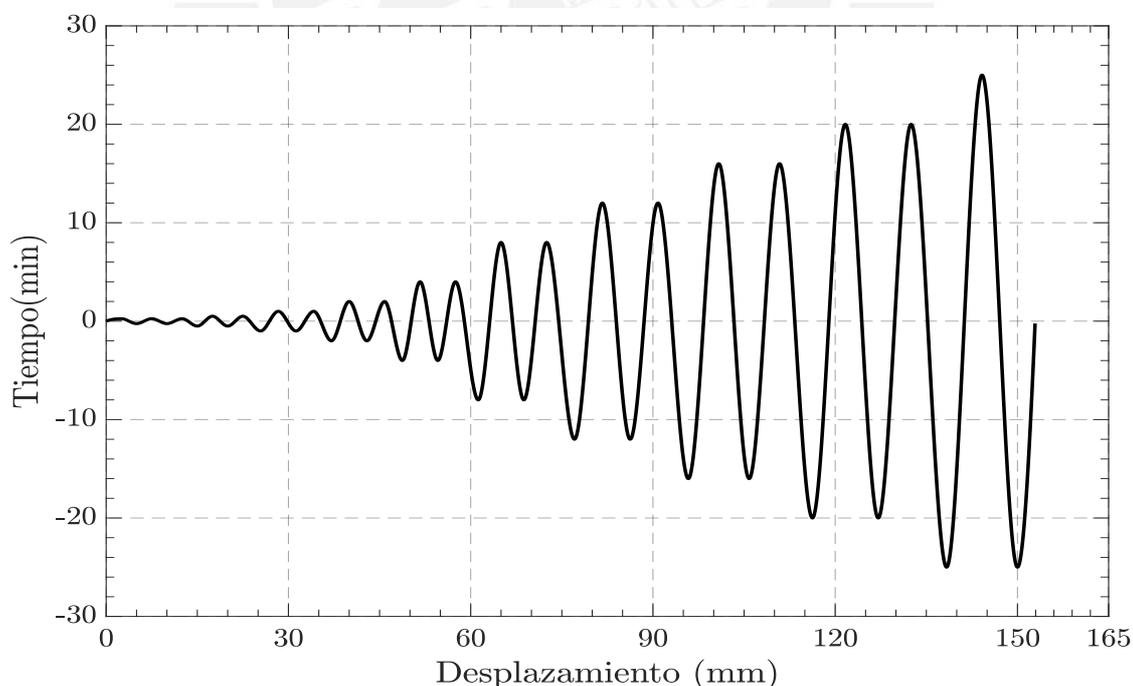


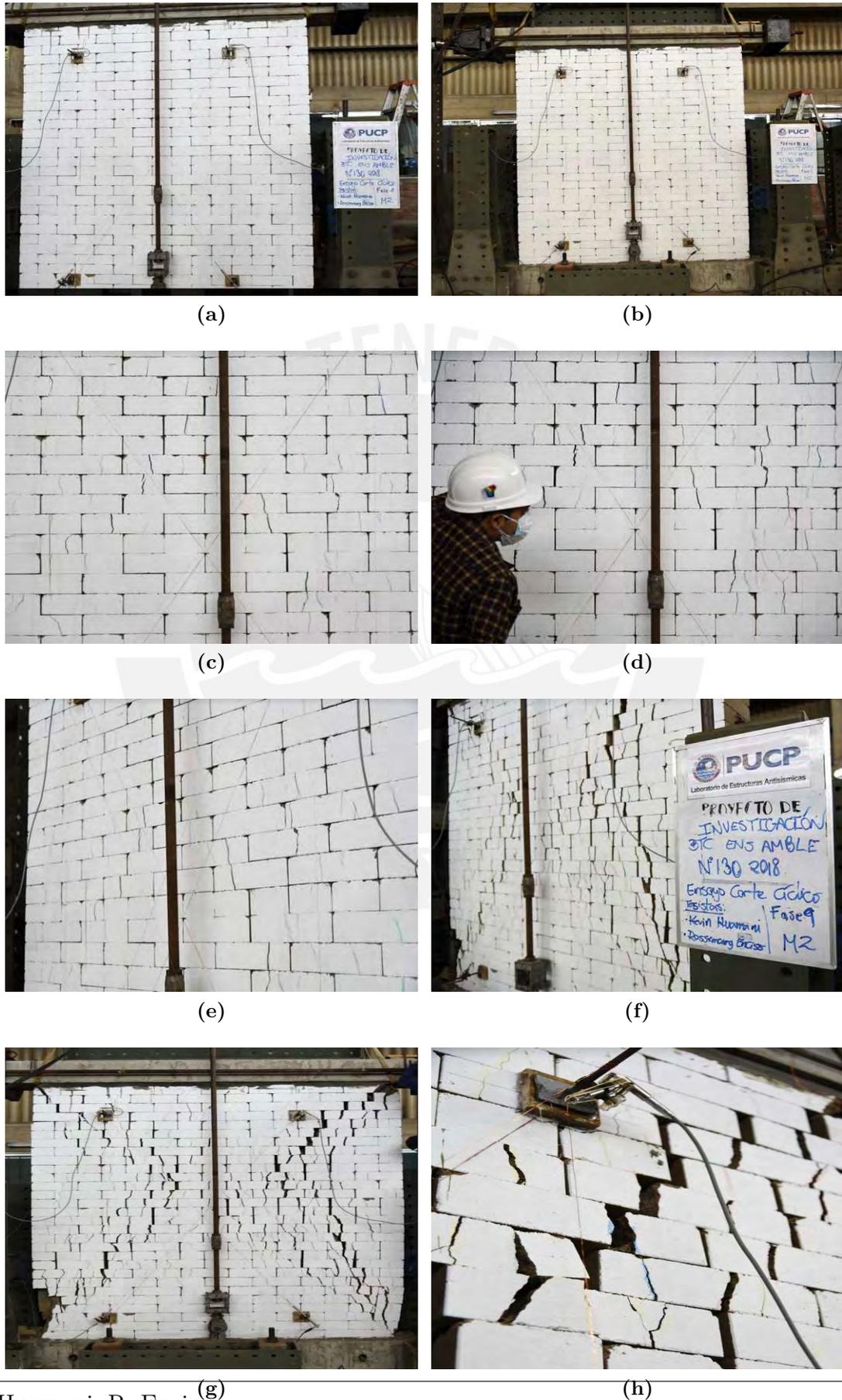
Figura 5.27: Historia de desplazamientos de las cargas laterales.

Tabla 5.12: Protocolo de carga

Fase	Ciclos	A [mm]	v [mm/min]
1	2	0.25	0.25
2	2	0.50	0.5
3	2	1.00	1.0
4	2	2.00	2.0
5	2	4.00	4.0
6	2	8.00	8.0
7	2	12.00	12.0
8	2	16.00	16.0
9	2	20.00	20.0
10	2	25.00	25.0

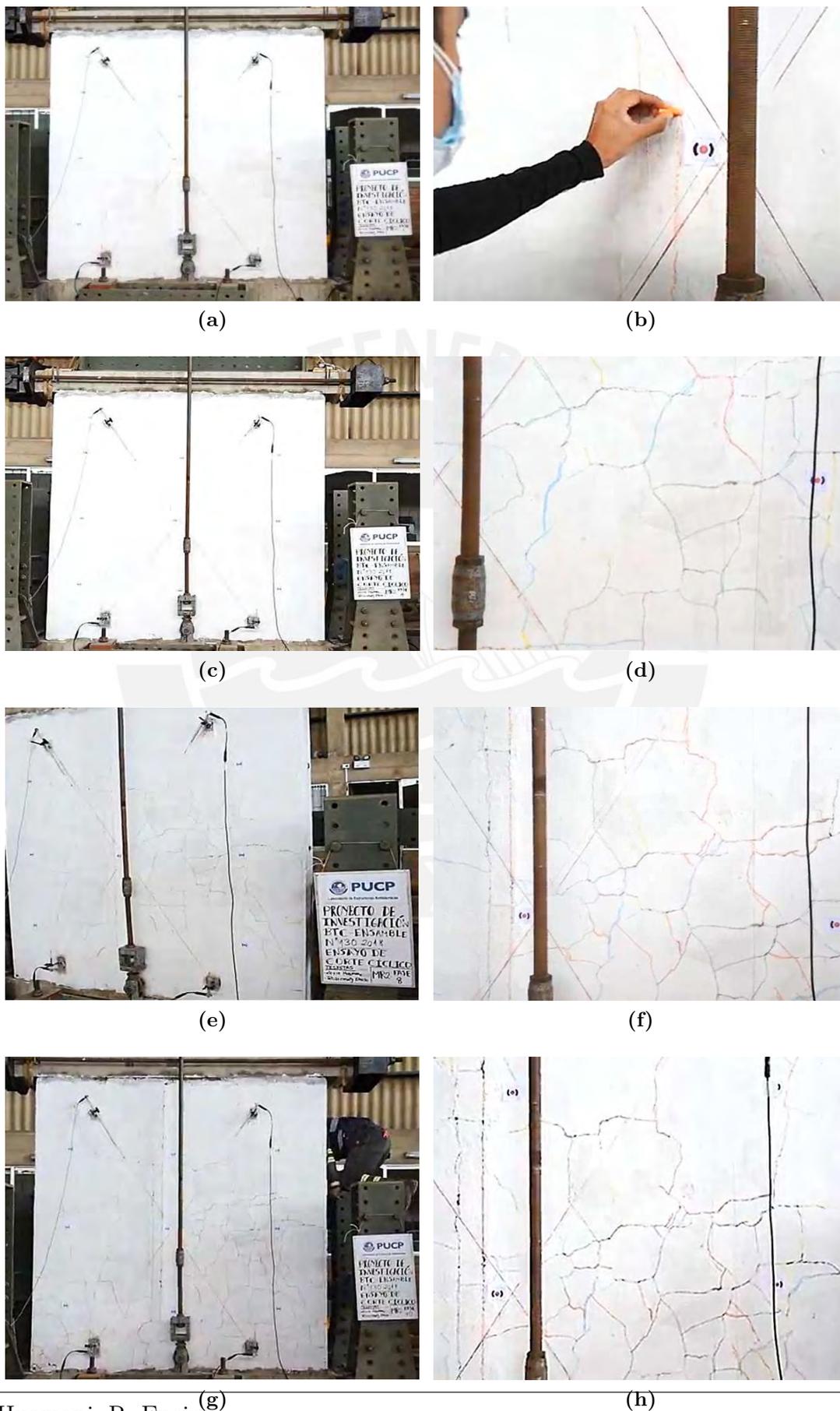
5.4.3.2. Registro de daños en los muros

Se realizó un mapeo de fisuras generadas a lo largo del desarrollo de las diez fases planteadas con el objetivo de realizar un seguimiento del comportamiento del muro ante el incremento del desplazamiento aplicado. En la Figura 5.28 y 5.29 se presentan los registros de las fases más importante durante el ensayo de corte cíclico de los muros sin refuerzo y reforzados, respectivamente.



S. Huamani, R. Enciso

Figura 5.28: Registro de fallas generadas en los muros sin reforzamiento: (a) Fase 1, (b) Fase 2, (c) Fase 4, (d) Fase 6, (e) Fase 7, (f) Fase 9, y (g)-(h) Fase 10.



S. Huamani, R. Enciso

Figura 5.29: Registro de fallas generadas en los muros reforzados: (a) Fase 1, (b) Fase 3, (c) Fase 4, (d) Fase 7, (e)-(f) Fase 8, y (g)-(h) Fase 10.

5.4.3.3. Resultados

Antes de realizar el análisis de los muros dañados y las mediciones de los desplazamientos relativos del muro, se analizó si la conexión entre las vigas (inferior y superior) y los muros (condiciones de contorno) funcionó o no; es decir, si no se generó deslizamiento. Cabe mencionar que para el primer muro reforzado (M3) durante la Fase 7 del ensayo se produjo un deslizamiento entre la viga superior y el muro (desprendimiento de ambos elementos debido a que el mortero falló), por lo que el ensayo finalizó en dicha fase. Para los muros restantes no se produjo ningún tipo de deslizamiento en los límites (superior e inferior) y esto se confirma al no encontrar daños en la fila inferior y fila superior del muro.

Por otro lado, los resultados ante el desarrollo del ensayo como la carga lateral máxima (V_{max}) para los estados de Push y Pull (empuje y arrastre), el desplazamiento en dicho instante (d_{max}) para los cuatro muros se muestran en la Tabla 5.13.

Tabla 5.13: Resumen de los principales resultados de los ensayos de corte cíclico en los muros sin refuerzo y reforzados.

Muro	Dirección	V_{max} [kN]	τ_{max} [MPa]	d_{vmax} [mm]	ϕ_{vmax} [%]	d_{max} [mm]	ϕ_{max} [%]
M1	Push	19.8	0.04	12.06	0.54	20.17	0.90
	Pull	-11.8	-0.02	-14.04	-0.62	-20.16	-0.90
M2	Push	15.5	0.03	10.92	0.49	20.22	0.90
	Pull	-14.1	-0.03	-14.46	-0.64	-20.24	-0.90
M3	Push	36.0	0.07	7.99	0.36	20.07	0.89
	Pull	-36.6	-0.07	-4.00	-0.18	-16.06	-0.71
M4	Push	43.7	0.08	24.89	1.11	25.25	1.12
	Pull	-39.7	-0.08	-23.69	-1.05	-25.23	-1.12

Sobre los gráficos de las curvas histeréticas trazadas a partir de los desplazamientos totales experimentales a la altura de la viga superior del muro y los desplazamientos de corte en los puntos de análisis versus las fuerzas máxima generadas durante los ciclos de carga y descarga. Esta información es importante debido a que se puede analizar el comportamiento de los muros durante el ensayo. Al aplicarse una carga dinámica en el rango elástico, los bucles de histéresis dinámica se presentan con formas puntiagudas en lugar de formas anchas y el área encerrada por un bucle es proporcional a la frecuencia de excitación. En tal sentido, no se podría observar histéresis si la carga cíclica se aplica de manera lenta (la frecuencia de carga es muy inferior a la frecuencia natural de la estructura). Si los bucles de histéresis se asocian a deformaciones plásticas, estos tienden a ser elípticos desarrollándose incluso bajo cargas cíclicas estáticas. Este fenómeno se conoce como histéresis estática, porque las curvas fuerza-desplazamiento son insensibles a la tasa de carga (Chopra, 2007).

Para los ensayos realizados, las curvas histeréticas de los muros sin refuerzo y reforzados bajo ensayos estáticos se muestran en las Figuras 5.30 y 5.31, respectivamente. De acuerdo a los gráficos, el comportamiento previo a la fisuración se caracterizó por

una histéresis moderada y por una degradación mínima de la resistencia y rigidez. Sin embargo, el comportamiento posterior a la fisuración dio lugar a la generación de bucles muy abiertos (anchos) debido a las deformaciones plásticas, hasta que se produjo una caída del pico o valor máximo de la resistencia al corte debido al aplastamiento de las esquinas en los bordes laterales del muro. No se observan curvas histeréticas en forma de S, lo que significa que no se presentaron comportamientos de balanceo durante el ensayo (Magenes y Calvi, 1997).

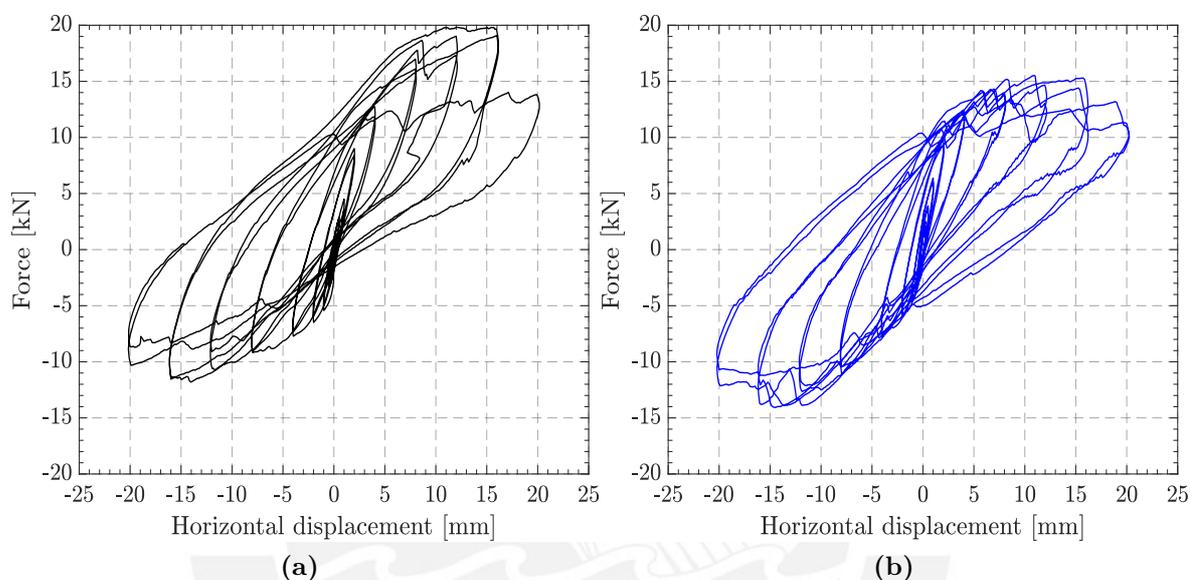


Figura 5.30: Curvas histeréticas del ensayo de corte cíclico en el plano de los muros no reforzados: (a) M1 y (b) M2.

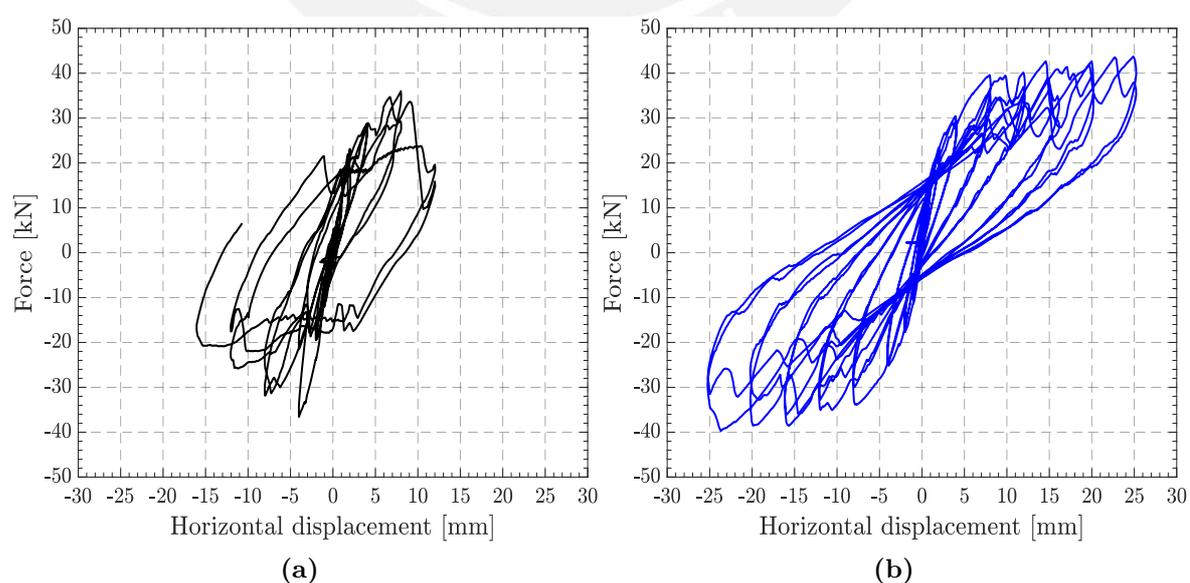


Figura 5.31: Curvas histeréticas del ensayo de corte cíclico en el plano de los muros reforzados: (a) M3 y (b) M4.

Para representar el comportamiento de los muros de junta seca de manera simplificada, primero se definieron las envolventes monotónicas de las curvas histeréticas. Estas curvas pueden esbozarse a través de la conexión de los puntos de carga máxima en el diagrama de histéresis en cada nivel de desplazamiento según lo plantea la norma ISO 21581 (2009). Las curvas envolventes obtenidas a partir de las curvas de capacidades para los muros sin refuerzo se muestran en la Figura 5.32a y b de los muros 1 y 2, respectivamente, mientras que las Figuras 5.33c y d muestran las curvas de capacidad de los muros reforzados M3 y M4, respectivamente. Se observó que las envolventes de los muros ensayados presentan un suave ablandamiento tras la aparición de la primera fisura hasta alcanzar una carga máxima de 19.8 kN para el primer muro y 15.5 kN para el segundo. El comportamiento posterior a la cresta se caracterizó por un gran desplazamiento último con una baja degradación de la resistencia y la rigidez, aunque el colapso fue abrupto, es decir; un comportamiento frágil en donde el sistema de encastre deja de actuar. A partir de esta información se estimó el límite de fisuración (C_{cr}) como la relación entre el valor de la resistencia al límite de la fisuración y la carga máxima, siendo el resultando un valor promedio para los muros de junta seca igual a 0.61.

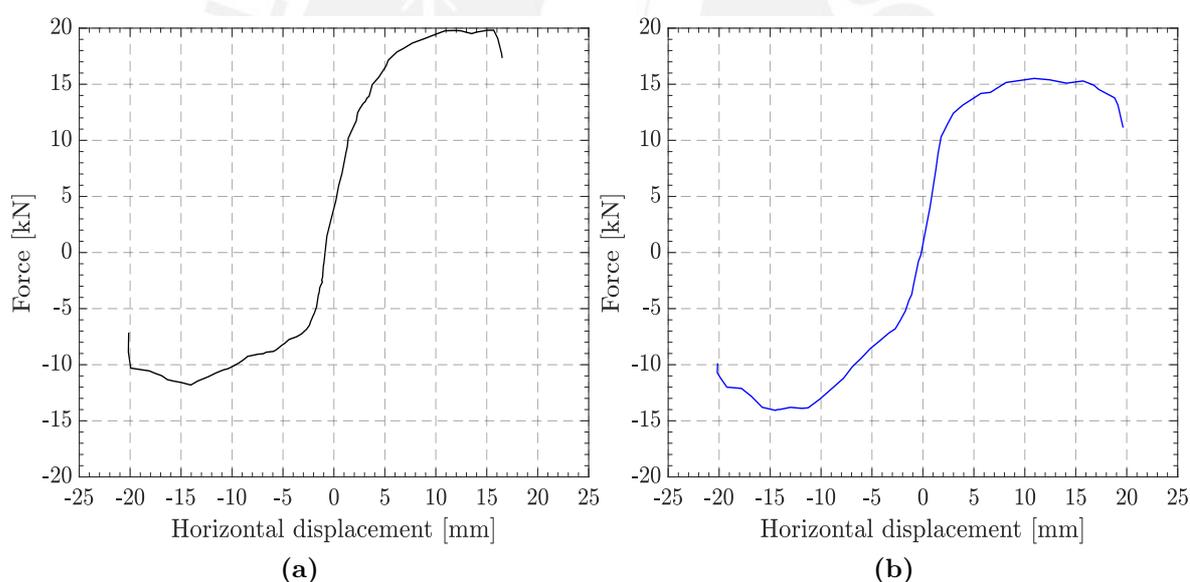


Figura 5.32: Curvas de capacidad generadas para los muros sin refuerzo (a) Muro 1 y (b) Muro 2.

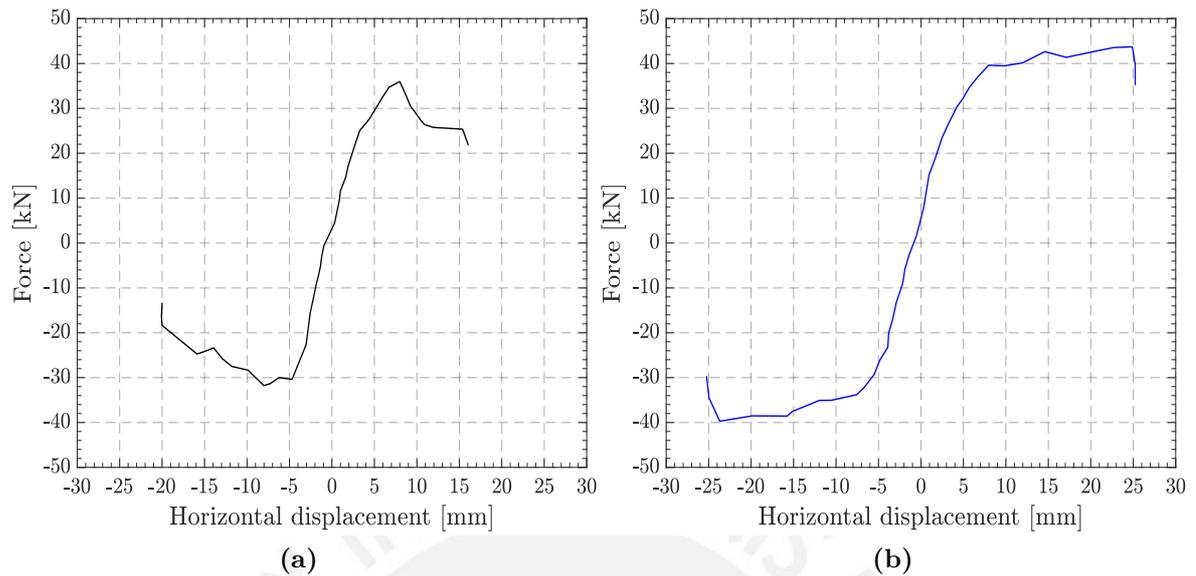


Figura 5.33: Curvas de capacidad generadas para los muros reforzados con geomallas (a) Muro 3 y (b) Muro 4.

A partir de las curvas de capacidad presentadas en las Figuras 5.32 y 5.33, se procedió a generar las envolventes experimentales tanto de los muros sin refuerzo como los reforzados, respectivamente. Las Figuras 5.34 y 5.34 muestran las envolventes obtenidas para las curvas de capacidad de los muros sin refuerzo y los reforzados, respectivamente.

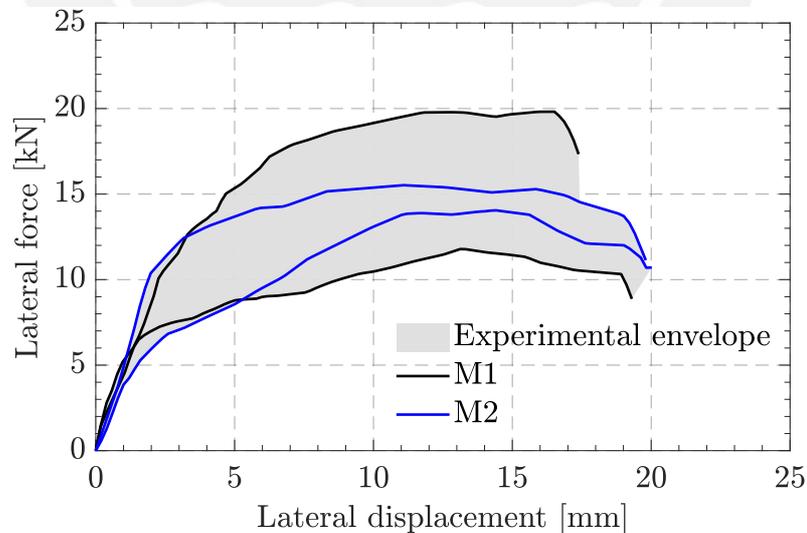


Figura 5.34: Resultados finales de la envolvente experimental generados por las curvas de capacidad del primero (M1) y segundo muro (M2) ensayados.

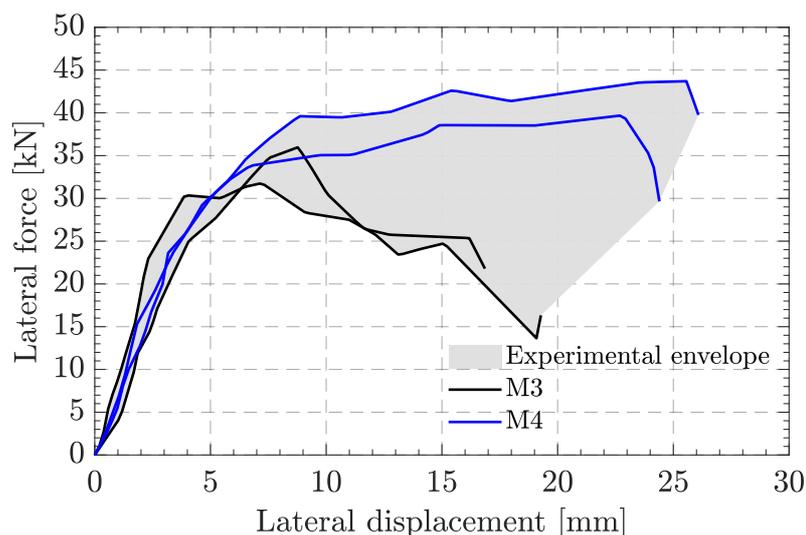


Figura 5.35: Resultados finales de la envolvente experimental generados por las curvas de capacidad del primero (M3) y segundo muro (M4) reforzados.

5.5. Discusión de resultados

5.5.1. Ensayo de compresión uniaxial

Respecto a la falla ideal de las pilas de albañilería en el ensayo de compresión, se esperaba una grieta vertical en la cara de menor dimensión cortando a las unidades debido a una fuerza de tracción a causa de una expansión lateral (efecto Poisson) generada por la compresión aplicada sobre cada espécimen. De acuerdo a lo observado en las Figuras 3 para las pilas constituidas por unidades solo de tierra (P0) se presentaron fallas por aplastamiento local de las unidades con grietas que se dirigen en dirección vertical siendo la unidad central la más afectada ante dicha carga con algunos desprendimientos en las caras longitudinales y transversales. Para las pilas estabilizadas con cemento y cal (Figuras 5.4), se observaron desprendimientos en las caras longitudinales y transversales, pero en menor proporción. Asimismo, en algunas pilas PC y PCL se formaron zonas de compresión en las esquinas provocando el desprendimiento de las mismas (Figuras 5.3e- 5.3f y 5.4c- 5.4d). En general, se observó que en las caras longitudinales aparecieron pequeñas grietas verticales siendo de mayor tamaño en los bloques superiores que en los bloques inferiores. En las caras transversales las grietas fueron de mayor extensión en los bloques superiores y estas se propagaban hasta los bloques centrales. de un bloque a otro. a los siguientes. Cabe destacar que los desprendimientos casi sólo estuvieron presentes en los tres bloques superiores (Figuras 5.2b-d, 5.3e-f y 5.4c).

5.5.2. Ensayo de resistencia al corte en pilas

De acuerdo a los patrones de falla presentados en las Figuras 5.11, 5.11 y 5.11 se observó que para las pilas ensayadas con una tensión de confinamiento de 0.30 MPa se generó una caída brusca del esfuerzo de corte sin una posterior recuperación de su capacidad. Esto ocurrió debido a que después de alcanzar el pico del esfuerzo de corte, los bloques fallaron en gran parte de su geometría, además de que grandes trozos se desprendieron de la pila (se corrobora en la Figura 14). Esto indica que el confinamiento vertical (al nivel del pico del esfuerzo) es lo suficientemente alto como para impedir que el bloque central se deslice libremente. En las Figuras 5.11, 5.11 y 5.11 (a, c y e) se observó que los bloques centrales se deslizaron horizontalmente a causa del empuje lateral por parte del actuador. La interfaz entre unidades mostró signos de superficies rugosas debido a la fricción que se generó entre los bloques, así como en el sistema de encastre pues en las unidades inferiores y centrales se observaron roturas de las endentaciones superiores. Es importante mencionar que en las pilas donde las endentaciones se rompieron para los bloques inferiores y centrales, el sistema de encastre funcionó de manera simultánea por lo que se obtuvo un comportamiento eficaz. Asimismo, la rugosidad presente en las superficies de los bloques aumentó con el incremento de la tensión de confinamiento siendo muy baja en el nivel de tensión de 0.02 MPa.

5.5.3. Ensayo de corte en el plano en muros

Para la construcción de los muros sin refuerzo o reforzados se utilizaron unidades compuesta de los estabilizantes cemento y cal, con el objetivo de brindar una opción para la futura construcción de viviendas que sean más ecoamigables al no contener cemento al 100 % en el porcentaje total del estabilizante (estabilizante representa el 90 % del peso total de la unidad).

Los resultados obtenidos de la carga lateral máxima para los muros con refuerzo resultaron ser más que el doble de los valores obtenidos para los muros sin refuerzo. Al comparar los valores obtenidos de los muros sin refuerzo con los resultados de Sturm et al. (2015) se pudo verificar que los patrones de falla fueron similares, pero los resultados de carga lateral máxima del presente proyecto (17.7 kN) son mayores a los obtenidos por Sturm et al. (11.3 kN), por lo que se puede inferir que la estabilización de los bloques con un porcentaje de cal ayuda a un mejor comportamiento del sistema de albañilería ante cargas por corte. Asimismo, los desplazamientos sujetos a los valores de la resistencia máxima para los muros reforzados fueron un 41 % mayor a los resultados de los muros sin refuerzo. Esto se puede comprender como un mejor comportamiento de los muros reforzados ante la presencia de cargas cíclicas que simulan el comportamiento de un sismo. La matriz de reforzamiento actuó de manera eficiente generando que el muro y su refuerzo trabajen como un solo elemento durante el ensayo (no se visualizó desprendimiento del refuerzo durante las fases del ensayo, pero si la aparición de grietas).

De acuerdo al registro fotográfico de los daños presentes en los muros sin refuerzo y reforzados, se pudo visualizar que a partir de la fase 3 del ensayo, las fisuras se hicieron

más notorias siendo más representativas en los muros sin refuerzo. Se observaron zonas cercanas a la parte central de muro donde las unidades se separaron 35 mm aproximadamente para la última fase del ensayo, mientras que en los muros reforzados las fisuras alcanzaron una dimensión de 15 mm como máximo en las zonas centrales del muro. Con esta información se puede inferir que la matriz de reforzamiento permite un mayor control de daños en los muros. El patrón del tipo de falla sin refuerzo fue del tipo escalonado pasando las grietas por la junta entre bloque y bloque, y presentando mayores daños estructurales visibles que los muros reforzados. Se obtuvo un tipo de falla por corte, la cual era la esperada y no se generaron indicios de fallas por volteo.

De acuerdo a las cargas consideradas que soporta un muro compuesto de unidades de BTC estabilizados con cemento y cal, se utilizó la propuesta de un techo de madera conformado por vigas de amarre, viguetas, tablonés de madera y una capa final de ladrillo pastelero según las especificaciones del “Proyecto Allpa” (Kahatt & Aguilar, 2016). Esta información sirvió para hacer los cálculos del peso que soportan los muros por parte del techo, además de considerar una carga proveniente del peso de la nieve, que según la Norma Peruana E.020 de Cargas es necesario considerar si la estructura se ubica en zonas 2, 3 y 4 del mapa de zonificación sísmica de la Norma peruana E.030, donde existen temporadas de nevadas continuas. Con esta información se consideró que la carga vertical de precompresión para los muros fuese de 12 kN. Por otro lado, los bucles histeréticos que se obtuvieron presentaron curvas amplias y sin cuellos luego de alcanzar el límite de carga soportada (se producen grietas mayores). El patrón de grietas se dispersó a lo largo de las caras de los muros en las derivas más bajas, afectando sólo a bloques individuales. Para los muros reforzados se pudo reconocer daños concentrados en las puntas o esquinas de los muros creando macrobloques, mientras que en los muros sin refuerzo el patrón de fisuras muestra una concentración de daños en las esquinas y parte central del muro dando origen a una típica falla por corte.

Capítulo 6

Propiedades numérica del sistema de BTCs

6.1. Introducción

En esta sección, se realizaron modelos numéricos de los muros ensayados a corte cíclico para ambos casos con el objetivo de representar el comportamiento mecánico de la mampostería de BTC no reforzada y reforzada.

El enfoque que adoptado fue el micro-modelado. Este consistió en modelar las unidades y la interfaz entre bloques de manera independiente. La evaluación numérica fue realizada en el programa ,que contiene el código de FEM, DIANA® (DIANA, 2015) . Para este estudio, se desarrollarán el micro de ensayos de corte cíclico de muros de mampostería de BTC con y sin refuerzo. Esta parte será elaborada en tres etapas: calibración de propiedades elásticas e inelásticas de bloques e interfaces y caracterización numérica (análisis estático no lineal) de mampostería bajo corte cíclico; comparación y presentación de resultados.

6.2. Propiedades mecánicas de los componentes del sistema estructural

6.2.1. Propiedades de bloques

La resistencia a la compresión de la mampostería presenta baja influencia en la respuesta mecánica bajo cargas de corte. En cambio, la energía de fractura a tracción es influyente en el incremento de la resistencia al corte. En la Figura 6.1 se presentan los modelos constitutivos empleados para representar el comportamiento bajo cargas de compresión, tracción para bloques y mortero de refuerzo, así como también tracción en la geomalla de refuerzo.

La relación constitutiva de Esfuerzo-deformación unitaria de los bloques BTC para cargas de compresión fue representada mediante la curva parabólica, Figura 6.1a.

Para el caso de esfuerzos de tracción, el modelo constitutivo empleado es el tipo de ablandamiento exponencial, Figura 6.1b. Estos modelos son los que se asemejan más a la respuesta mecánica experimental de bloques, mortero y mampostería en general. La fase pos pico depende de la energías de fracturas en los modelos constitutivos propuestos a emplear. Asimismo, en el caso de los esfuerzos de corte Figura 6.1c, se definirá un factor de reducción de módulo de corte (β) que varía entre 0 y 1. Un valor de β de 0.1 es adecuado para mampostería.

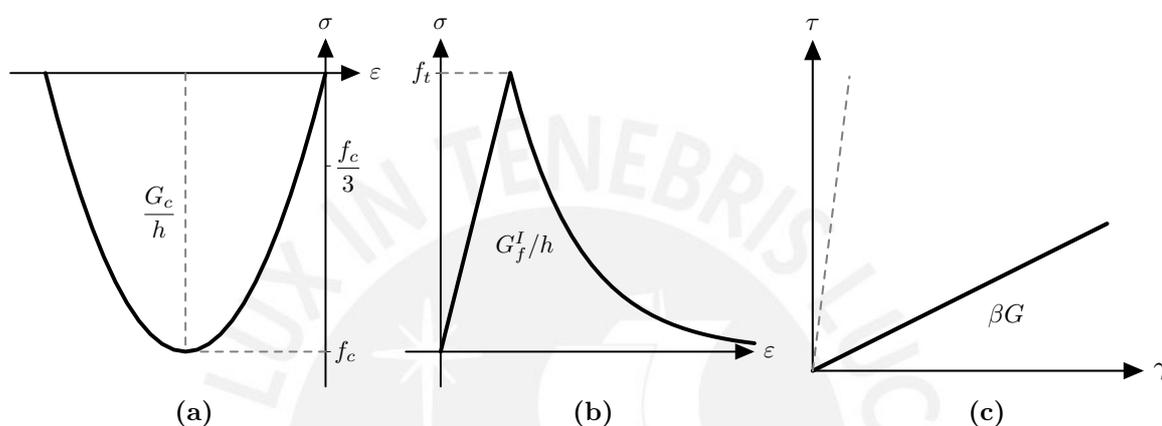


Figura 6.1: Los modelos constitutivos como (a) compresión uniaxial, (b) tracción y (c) frágil.

Por otro lado, por cuestiones de simplificación, las unidades (bloques) serán considerados como homogéneos e isotrópicos, cuando en la realidad no lo son exactamente. Las propiedades mecánicas para el modelado son principalmente: módulo de elasticidad (E); coeficiente de Poisson (ν); resistencia a la compresión del bloque (f_b); resistencia a la tracción de bloque (f_t); y las energías de fractura para compresión (G_c) y tracción (G_t).

La resistencia a la tracción (f_t) será determinada en base a ensayos previos, flexión en tres puntos de bloques. El valor de f_t puede ser determinado con factores de 0.90 y 0.50 de la resistencia a la tracción mediante ensayos de compresión diametral y flexión en bloques, respectivamente (Lourenço, 2009). En este caso de estudio, se determinó G_t se calculó con el ensayo de flexión de tres puntos. Además, se considera que la resistencia se puede obtener al dividir por 1.2 la resistencia a la flexión (Lignola et al., 2009). En el caso del f_b , este será tomado directamente de los ensayos de medio bloques presentado en el Capítulo 4.

Las energías de fracturas serán determinadas en base las curvas post-pico de los ensayos realizados previamente. Los valores de G_c (Tabla 4.7) para el caso del mortero y G_t (Tabla 4.5) para el caso de los bloques se obtuvieron de las relaciones constitutivas del ensayo de medio bloques y flexión en tres puntos, respectivamente.

6.2.2. Propiedades de la interfaz

En el caso de la interfaz entre bloques, los resultados experimentales de estudios previos indican que el Modelo de fricción de Coulomb (ver Figura 6.2) es adecuado para representar la falla de la mampostería seca bajo niveles moderados de esfuerzo.

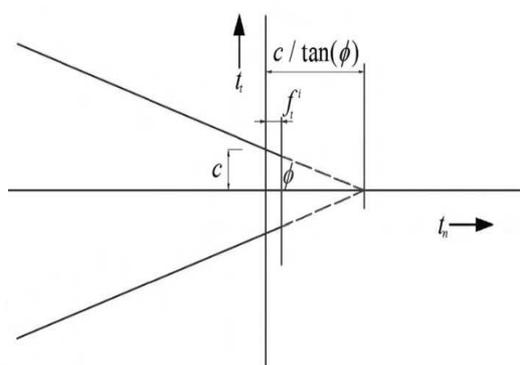


Figura 6.2: Modelo de fricción de interfaces (Senthivel & Lourenço, 2009).

Por otra parte, la caracterización de la fase lineal de la interfaz requiere de dos tipos de rigidez, las cuales son denominadas como la rigidez de la unidad y de la junta para caracterizar numéricamente. Estos dos tipos también se conocen como Rigidez normal ($k_{n,junta}$) y tangencial ($k_{t,junta}$). Las siguientes ecuaciones 6.1 y 6.2 permiten el cálculo.

$$k_{n,junta} = \frac{1}{h \left(\frac{1}{E_m} - \frac{1}{E_b} \right)} \quad (6.1)$$

$$k_{t,junta} = \frac{k_{n,junta}}{2(1 + \nu)} \quad (6.2)$$

Donde: h es la altura de la unidad; E_m es el módulo de elasticidad de la mampostería; E_b es el módulo de elasticidad de la unidad (bloque); ν es el coeficiente de Poisson. El valor de E_m se obtuvo del ensayo de pilas de BTC, E_b del ensayo de medios bloques y ν de la revisión de la literatura, ya que no se cuenta con un valor experimental en este estudio.

Por otro lado, las propiedades mecánicas que representan la no linealidad de la interfaz están conformadas por: la cohesión (c), el ángulo de fricción interna (ϕ), y el ángulo de dilatación (ψ). Este último de acuerdo a la literatura puede considerarse con un valor $\psi = 0$ para mampostería de tierra.

6.3. Micro-modelado de muros de mampostería de BTC

6.3.1. Implementación

A partir de los resultados de la caracterización mecánica de los bloques y la interfaz, se procedió a realizar el micro modelo numérico del muro de mampostería a escala real. En este caso, también se realizó el modelo y calibración mediante los resultados experimentales del ensayo de corte cíclico de muros.

Este modelo numérico fue realizado en dos dimensiones (2D), ya que las dimensiones de altura y ancho son en gran medida mayores a el espesor. El tipo de elemento que se consideró para los bloques fueron el tipo Plane Stress, CQ16M (este ya fue presentado en el Estado del arte). Asimismo, los elementos interfaz fueron el tipo “Structural line interface”, CL12I. En ambos casos, estos ya fueron empleados en diversos trabajos de modelado numérico de mampostería en ensayos de la misma configuración. La Figura 6.3b presenta el modelo del muro con su respectiva malla de elementos finitos. La interfaz es considerada en todas las zonas de contacto entre bloques.

Se realizó un modelo preliminar. Las propiedades mecánicas son las mismas empleadas para el micro-modelo de pilas. En la Figura 6.3, se muestra la geometría del muro y su respectiva malla de elementos finitos propuesta para este análisis. Como se se observa, se considero una viga de concreto armado en la parte superior para la transmisión de la carga. El modelo a detalle de la estructura en estudio se realizó mediante una secuencia de comandos en Python con el objetivo de simplificar el trabajo, parametrizar el modelo y generar el mallado de manera automática.

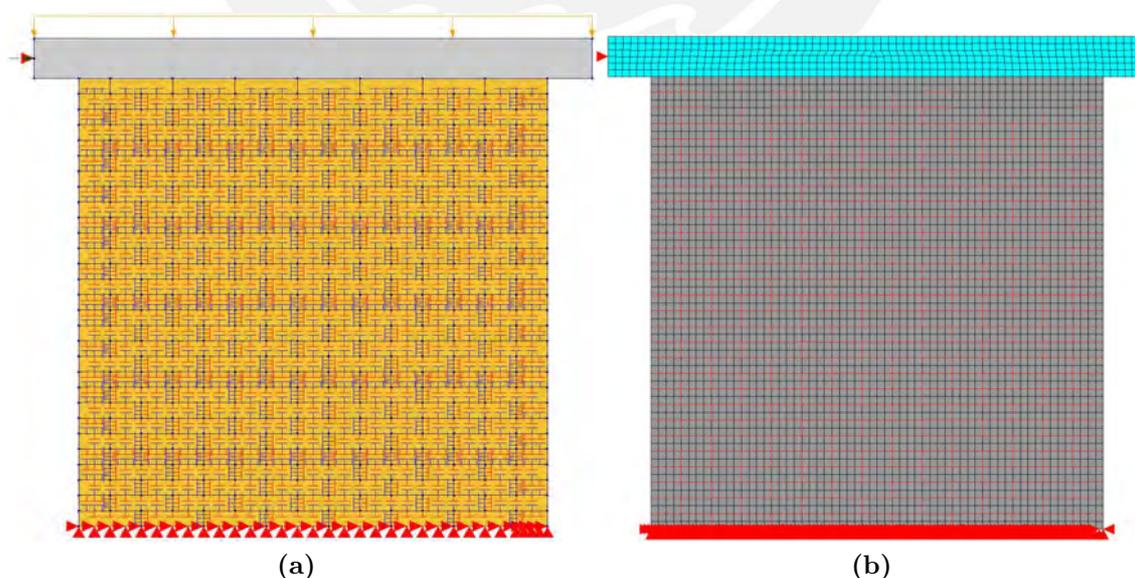


Figura 6.3: Modelo de FEM del muro de BTC no reforzado: (a) Modelo del muro con las interfaces entre bloques, cargas aplicadas y condiciones e borde; y (b) malla de elementos finitos del modelo.

En la parte superior del muro, se aprecia una viga de concreto armado donde fue aplicada la sobrecarga y también la carga lateral. Esta viga no presenta un elemento de interfaz, ya que en el ensayo no se observó un deslizamiento relativo entre viga y muro. Por ello, se definieron tres materiales, estos fueron: concreto armado, BTCs y la interfaz entre bloques. Asimismo, se resalta que los bloques y viga fueron considerados como homogéneos e isotrópicos por simplificación. Sin embargo, estos presentan un comportamiento ortotrópico en la realidad.

La Figura 6.3a presenta con detalle las zonas donde se consideró la sobrecarga, carga lateral y las condiciones de borde que fueron fijas en la base del modelo de muro. Asimismo, se detalla en la Figura 6.3b la malla de elementos finitos empleada para el modelado. El muro de BTC está conformado 3480 elementos en los bloques, 2156 elementos interfaz y la viga de concreto por 430 elementos.

6.3.1.1. Propiedades mecánicas de los materiales

En el análisis estático no-lineal del modelo implementado, se definieron los diferentes modelos constitutivos para cada material. Primero, los bloques con un comportamiento elástico lineal, ya que para el caso de la estructura de estudio la falla se concentra en la interfaz y los esfuerzos de tracción en las unidades. Por ello, en el caso de los esfuerzos a tracción, se consideró una relación constitutiva pos pico exponencial y comportamiento a corte con un factor de retención constante. Segundo, el concreto solo consideró un comportamiento elástico, ya que su función solo fue de transmisión de esfuerzos y, además, no recibió daño durante el ensayo. Tercero, la interfaz fue considerada mediante la ley de Fricción de coulomb presentada líneas arriba. La Tabla 6.1 presenta los valores de las propiedades elásticas e inelásticas consideradas para el modelado de los bloques; asimismo, se presenta un rango de valores obtenidos de la dispersión de los resultados experimentales y los datos no obtenidos experimentales fueron adquiridos de la literatura como se comentó en la parte teórica. El factor de reducción de módulo de corte que se considera es $\beta = 0.10$, este valor es recomendado que se emplea para mampostería de tierra en diversas investigaciones.

Tabla 6.1: Propiedades mecánicas elásticas e inelásticas de bloques

Propiedades lineales		
Módulo de elasticidad E	156	MPa
Coefficiente de Poisson ν	0.25	-
Densidad ρ	1700	kg/m ³
Comportamiento a tracción		
Relación constitutiva	Exponencial	
Resistencia a tracción f_t	0.185	MPa
Energía de fractura G_t	0.016	N/mm
Comportamiento a compresión		
Relación constitutiva	Elástico	
Comportamiento a corte		
Función de retención de corte	Constante	
Retención de corte β	0.1	-

Por otro lado, la Tabla 6.2 muestra los valores lineales y no lineales del comportamiento de la interfaz entre bloques considerados inicialmente para iniciar con la calibración del modelo. Estos datos fueron obtenidos de manera experimental. Sin embargo, estos valores y los de los BTC de la Tabla 6.1 pueden variar de acuerdo a los resultados durante la calibración.

Tabla 6.2: Propiedades mecánicas elásticas e inelásticas de la interfaz entre bloques (Sturm, 2014)

Propiedades lineales		
Rigidez normal k_n	7.21	N/mm ³
Rigidez tangencial k_s	2.89	N/mm ³
Ley de fricción de Coulomb		
Relación constitutiva	Coulumb friction	
Cohesión c	0.04	MPa
Ángulo de fricción interna ϕ	0.592	rad
Ángulo de dilatancia ψ	0	rad

A partir de todos los parámetros presentados, se procedió a realizar un análisis de sensibilidad para que la respuesta del micro modelo logre asemejarse a la envolvente experimental obtenida a partir de las curvas de capacidad. Asimismo, se resalta que algunas propiedades fueron obtenidas de especímenes pequeños que no pueden reflejar de manera precisa el comportamiento de toda la mampostería; por ello, los rangos también han sido establecidos a partir de recomendaciones de la literatura para mampostería de tierra y los máximos y mínimos de los resultados experimentales.

6.3.2. Calibración

Esta etapa de calibración consistió en variar los parámetros mecánicos presentados anteriormente de acuerdo a valores experimentales obtenidos o valores propuestos en la literatura. Asimismo, verificar los parámetros más influyentes en la respuesta del modelo numérico para asemejarse a la respuesta experimental tanto en la fase lineal y no lineal de la estructura. Por ejemplo, en la etapa lineal, la rigidez de la estructura depende principalmente de tres factores como: conexiones entre elementos (interfaz entre bloques), condiciones de borde (base fija sin deslizamiento observado durante el ensayo), y las propiedades de los materiales, lo cuales serán calibrados.

Los análisis estáticos no-lineales consideraron tres estados de carga. Los primeros fueron el peso propio de la estructura (concreto y mampostería de BTC) y, además, un esfuerzo de precompresión en la parte superior de la viga para simular la condición de cargas de gravedad que soporta el muro. El tercero fueron desplazamientos de 1 mm en solo un sentido del eje X (dirección horizontal hacia la derecha) por cada paso. Asimismo, el método de iteración para la solución del problema fue Newton-Raphson Regular con el criterio de convergencia por energía igual a 0.001 (10^{-3}) y un número máximo de iteraciones de 100. La cantidad propuesta de pasos propuesta fue de 25, lo cual generaría un desplazamiento de 25 mm lateral, simulando el desplazamiento máximo propuesto en el ensayo.

6.3.2.1. Parámetros lineales

El micro modelo del muro depende principalmente de los parámetros mecánicos definidos del BTC. Por ello, primero, se evaluará la influencia del E_b sobre el modelo numérico y por defecto las rigideces de la interfaz, ya que esta última depende del primer parámetro mencionado. Solo se variará la propiedad mencionada, ya que el ν y ρ fueron obtenidos de la bibliografía y de manera experimental, respectivamente, con una baja variabilidad en comparación al E_b . Asimismo, el modelo patrón desde el cual se parten las demás evaluaciones estuvo definido con los parámetros de las Tablas 6.1 y 6.2.

En la Figura 6.4, se ilustra la respuesta de Fuerza y desplazamiento horizontal de diferentes modelos con variaciones de la propiedad planteada. Se observa que a menor valor de E_b , el modelo obtiene menos puntos de convergencia, lo contrario sucede si se aumenta el valor del parámetro.

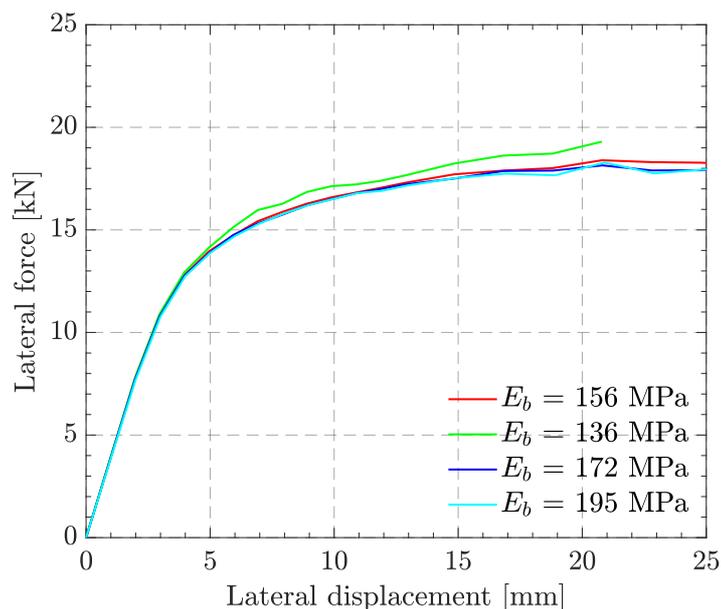


Figura 6.4: Repuesta del modelo numérico para una variación de E_b .

6.3.2.2. Parámetros no lineales

Los principales parámetros evaluados fueron f_t , G_t y β (ver Figura 6.5), ya que, como se comentó, para el caso de esfuerzos de compresión se consideró el comportamiento de las unidades como elástico lineal. Los valores de f_t iguales a 0.07, 0.12, 0.24 MPa corresponden al 3, 5, 10% del f_b , respectivamente. En cambio, el valor de 0.19 MPa es igual 50% del módulo de ruptura que se obtuvo del ensayo de flexión en tres puntos en unidades y el porcentaje corresponde a lo recomendado en la literatura para relacionar ambas propiedades mecánicas. Por otro lado, los valores de G_t iguales a 0.005, 0.008, 0.016, 0.024 N/mm corresponden: a la ductilidad de 0.029 mm del $f_t = 7.5\%f_b$; el 50% de la energía calculada del ensayo de flexión; el 50% del valor anterior; y 150% de 0.016 N/mm, respectivamente. Finalmente, el modelo patrón fue analizado con un valor de $\beta = 0.1$ recomendado para mampostería; por ello, se procedió a evaluar valores a β iguales al 50% y al 150% del valor anterior. Asimismo, se evaluó el cambio de enfoque a Coaxial rotating crack model "(RCM).

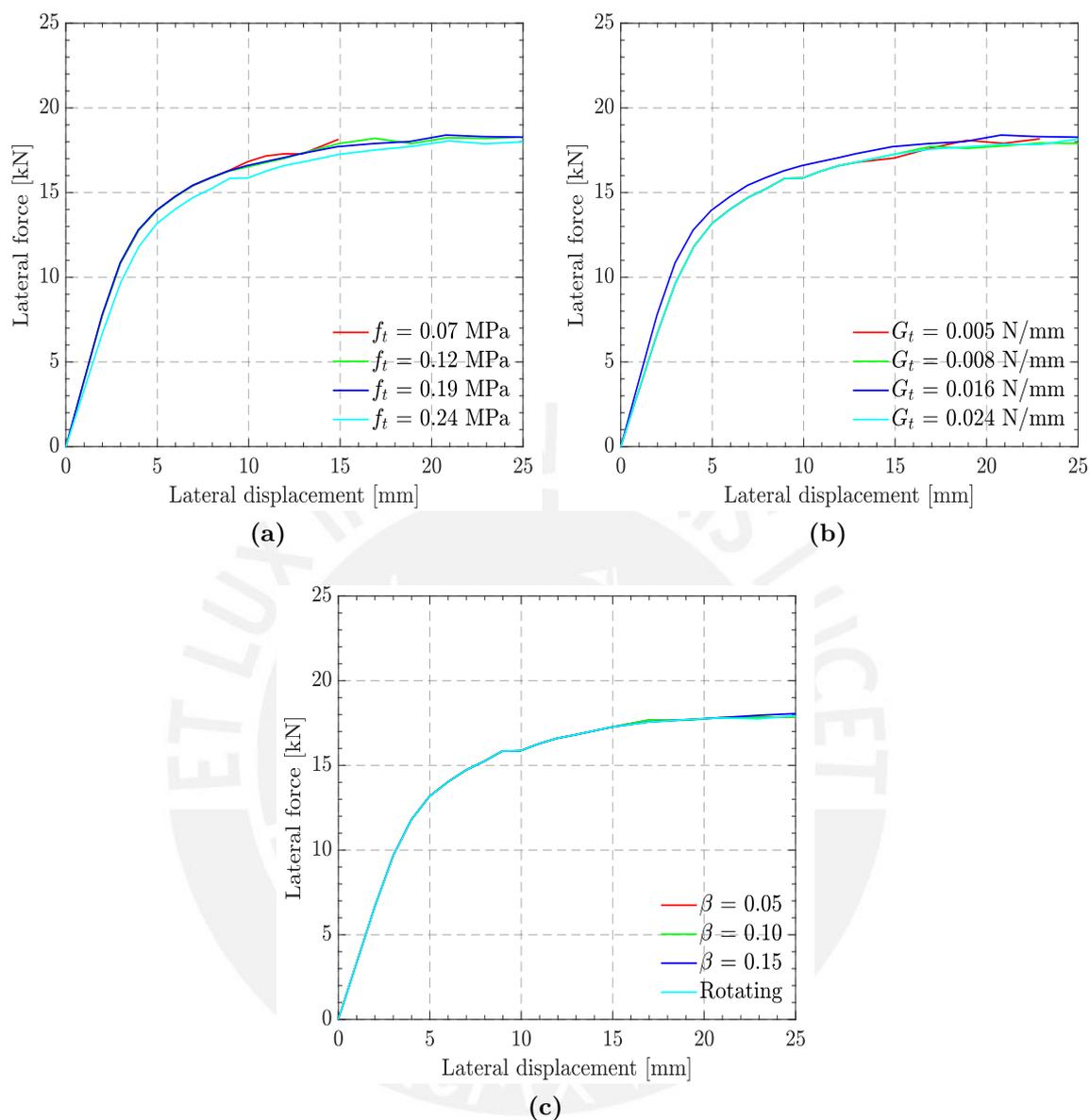


Figura 6.5: Repuesta del modelo numérico para una variación de: (a) f_t , (b) G_t y (c) β .

La Figura 6.5a muestra que a medida el valor de f_t se reduce, los puntos de convergencia se reducen. La misma tendencia se observa en la Figura 6.5b para la reducción del valor de G_t . Por otra parte, para la variación del valor de β no se presenta diferencia así como también para el cambio de enfoque a RCM, ver Figura 6.5c. Por ello, este parámetro se continuó trabajando con el valor propuesto al inicio.

6.3.2.3. Parámetros de la interfaz

Los parámetros mecánicos no lineales que se probaron fueron el ϕ y la cohesión (c), ya que el ángulo de dilatancia se evaluó igual a cero. Los valores considerados

inicialmente fueron los resultados obtenidos del ensayo de corte en pilas. Los resultados del modelo obtenidos para ambos parámetros en evaluación se muestran en la Figura 6.6. Para el caso de ϕ , la variación se realizó a partir del valor base de 0.59 rad de $\pm 25\%$ y $\pm 50\%$. Sin embargo, el valor de c se redujo 0.005 MPa hasta el valor de cero.

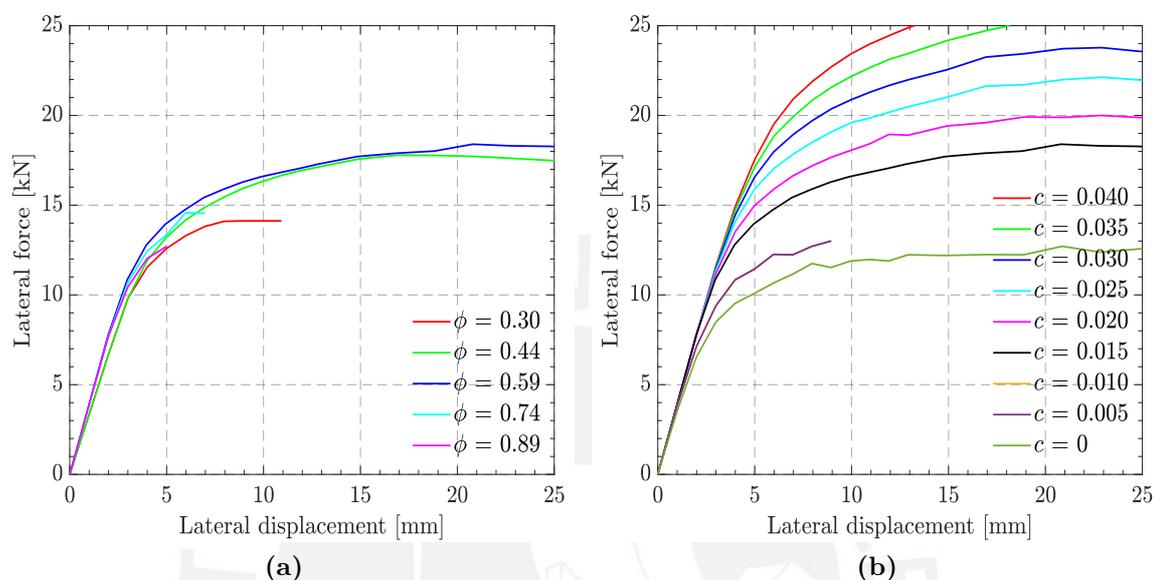


Figura 6.6: Repuesta del modelo numérico para una variación de: (a) ϕ y (b) c .

La Figura 6.6a muestra que para los valores de $\pm 25\%$ se obtienen puntos de convergencia similares al valor base; sin embargo, para los valores más alejados del base, se obtiene menos convergencia en la respuesta del modelo. Por otro lado, la Figura 6.6b presenta los cambios en la respuesta del modelo a medida que se reduce el valor estimado de resistencia inicial de corte. Se observa que este parámetro influye en gran medida la capacidad de carga y que a medida que se reduce el valor de c la capacidad también lo hace.

6.3.3. Resultados

A partir de la evaluación anterior, se consideraron cambios en algunos parámetros, otros se mantuvieron iguales o similares a los valores experimentales y el enfoque inicial de modelado se mantuvo igual.

Primero, el modelado de las unidades se mantuvieron con un comportamiento lineal a compresión, ya que esto fallaron en el ensayo por tracción y en muchos casos permanecieron intactos. Segundo, la cohesión se redujo hasta un valor de 0.015 MPa, porque la junta seca en dependerá en gran medida del ángulo de fricción interna y el valor estimado fue de manera numérica por regresión lineal, pero no puede afirmarse que sea un valor exacto que represente la resistencia inicial a deslizamiento de la junta seca. Asimismo, el valor no se redujo por la trabación entre las indentaciones que conectan a los bloques apilados y porque este valor permite representar la capacidad de carga de

la estructura. Tercero, la resistencia y energía a tracción finales fueron los estimados con los ensayos de flexión a tres puntos aplicando un factor de 0.5. Los valores de los parámetros finales de las unidades y la interfaz se presentan en las Tabla 6.3 y 6.4, respectivamente.

Tabla 6.3: Propiedades mecánicas elásticas e inelásticas de bloques calibrados

Propiedades lineales		
Módulo de elasticidad E	172	MPa
Coefficiente de Poisson ν	0.25	-
Densidad ρ	1700	kg/m ³
Comportamiento a tracción		
Relación constitutiva	Exponencial	
Resistencia a tracción f_t	0.19	MPa
Energía de fractura G_t	0.016	N/mm
Comportamiento a compresión		
Relación constitutiva	Elástico	
Comportamiento a corte		
Función de retención de corte	Constante	
Retención de corte β	0.1	-

Los resultados de la calibración en esta sección fueron empleados para el modelado numérico del muro con refuerzo de la siguiente sección.

Tabla 6.4: Propiedades mecánicas elásticas e inelásticas de la interfaz entre bloques calibrados

Propiedades lineales		
Rigidez normal k_n	20.41	N/mm ³
Rigidez tangencial k_s	8.16	N/mm ³
Ley de fricción de Coulomb		
Relación constitutiva	Coulumb friction	
Cohesión c	0.015	MPa
Ángulo de fricción interna ϕ	0.592	rad
Ángulo de dilatancia ψ	0	rad

La Figura 6.7 presenta el resultado del modelo calibrado en comparación a la curva de capacidad experimental. La respuesta del modelo se encuentra dentro de la envolvente experimental en la fase lineal y la fase lineal; sin embargo, en una pequeña parte de la zona de endurecimiento el resultado numérico no logra estar dentro de la envolvente. Por otro lado, La Figura 6.8 muestra los esfuerzos verticales en las interfaces del modelo del muro, donde se observa claramente esfuerzos de tracción prácticamente en casi toda la estructura y, por ello, desprendimiento de las juntas como se presentó en el ensayo experimental. Asimismo, se presenta una pequeña área con concentración de esfuerzos de compresión en la esquina inferior derecha del muro. En esta última parte,

los bloques trabajan a compresión pero no logran desarrollar esfuerzos que generen que la falla bajo ese tipo de carga, ya que el daño se debió al desprendimiento de juntas y falla por tracción de bloques.

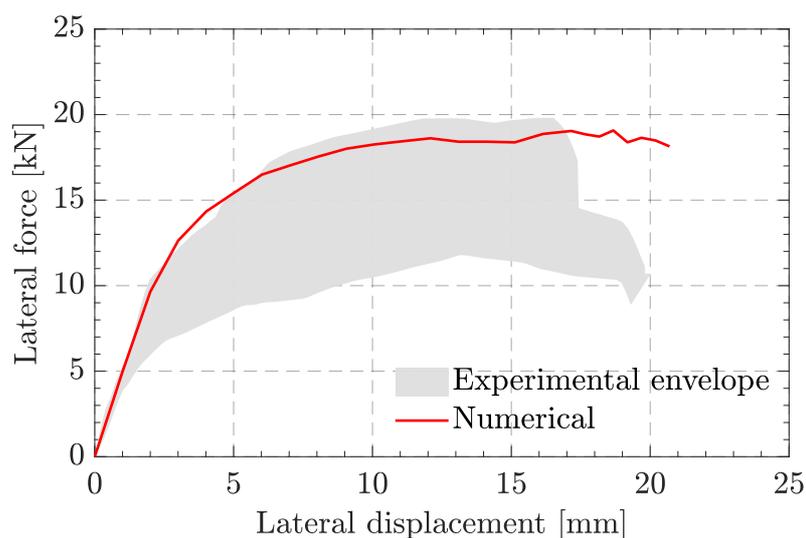


Figura 6.7: Resultados finales de la envolvente experimental y respuesta numérica para una simulación del ensayo de corte cíclico.

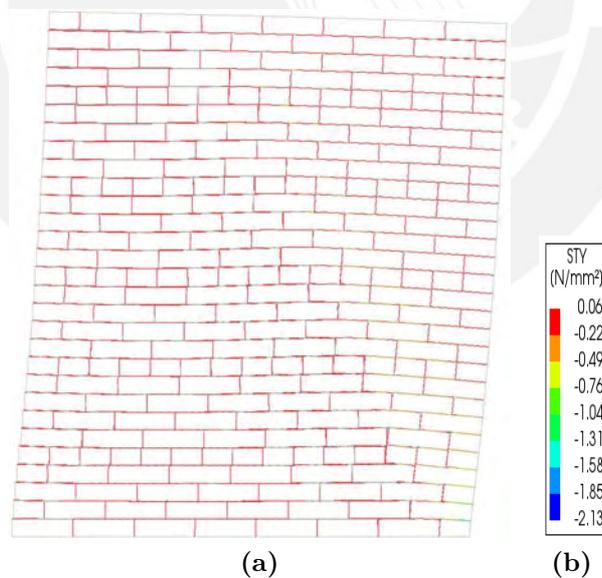


Figura 6.8: Esfuerzos presentados en las interfaces del muro para el último estado de carga.

La Figura 6.9 muestra la relación entre los esfuerzos de corte presentados en las interfaces y la capacidad de corte mediante el criterio de falla de fricción de Coulomb. Las interfaces que han llegado a la falla son aquellas de color rojo y son en la gran mayoría las que se encuentran al lado izquierdo y central de la estructura, donde se generan también los esfuerzos de tracción. Las interfaces que no presentan falla bajo

este criterio son aquellas del lado derecho donde están sometidas principalmente a esfuerzos de compresión.

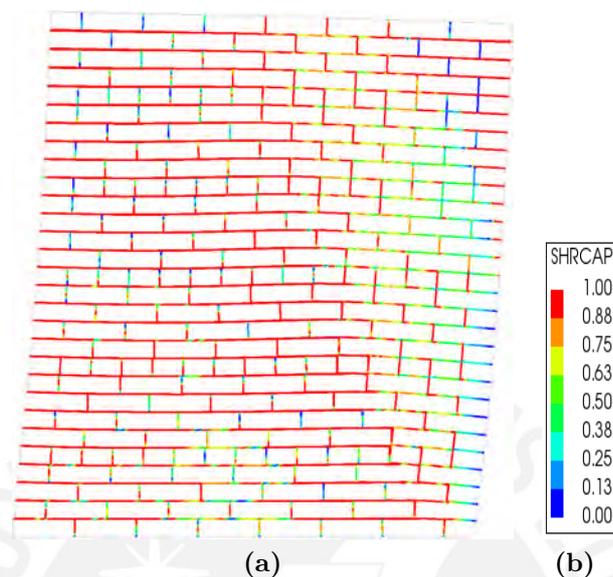


Figura 6.9: Capacidad de esfuerzos de corte presentados en la interfaces del muro para el último estado de carga.

Asimismo, se evaluó la representación del daño del modelo numérico en comparación al estado final del muro ensayado. La Figura 6.10 ilustra esta comparativa y se puede apreciar que los patrones de agrietamiento son similares. Las grietas se presentan de manera diagonal y en las esquinas del muro. Además, se puede apreciar el desprendimiento entre bloques debido a los esfuerzos de tracción en la zona del lado inferior izquierda y derecha. Asimismo, se puede observar deslizamiento relativo entre bloques en la zona superior izquierda. En resumen, el estado final del modelo numérico logra replicar el agrietamiento por esfuerzos de tracción y el desprendimiento de la junta seca entre bloques que se presentó en el ensayo de corte cíclico.

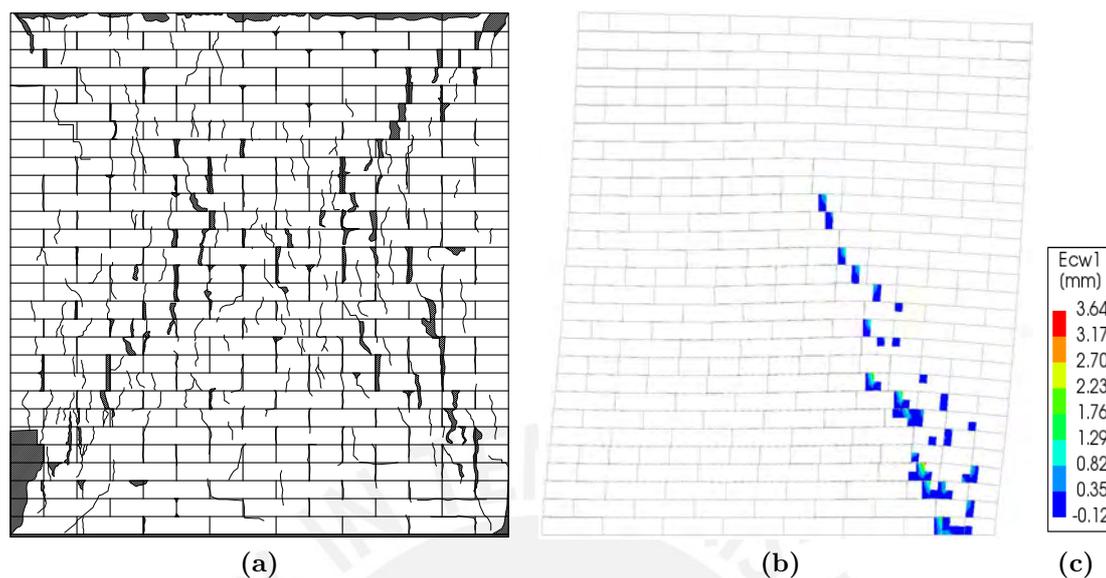


Figura 6.10: Resultados finales de daño (a) experimental y (b) resultado de zona sujeta a mayores esfuerzos para el análisis numérico del modelado de muro.

6.4. Micro-modelado de muros de mampostería de BTC reforzado con geomallas

6.4.1. Implementación del modelo numérico

Para el desarrollo del modelado numérico se consideraron los resultados obtenidos mediante ensayos mecánicos en unidades y sistemas de albañilería, así como el estudio de las propiedades de la geomalla de refuerzo planteados en el capítulo anterior. En esta sección, la evaluación se enfocó en calibrar los parámetros mecánicos de la matriz de refuerzo superficial (mortero). Por ello, se utilizaron los valores obtenidos de la caracterización mecánica y recomendaciones de la bibliografía. En la Figura 6.11 se presenta el modelo constitutivo de tracción empleado para representar el comportamiento del mortero de refuerzo bajo cargas de tracción, así como también tracción en la geomalla de refuerzo. Se consideró un comportamiento frágil en la matriz, debido a que en el ensayo a flexión presentó un decaimiento súbito de la resistencia luego del pico en dicha gráfica de resistencia (energía de fractura igual a cero); es decir, no se generó ductilidad y la resistencia prácticamente llegó a cero luego del valor máximo de la resistencia. Por otro lado, la geomalla fue modelada como un material de refuerzo embebido en la capa de matriz de refuerzo, lo cual asume una adherencia perfecta entre ambos materiales. Esta última consideración es adecuada, ya que no se observó un desprendimiento de la malla con respecto a la matriz de tierra.

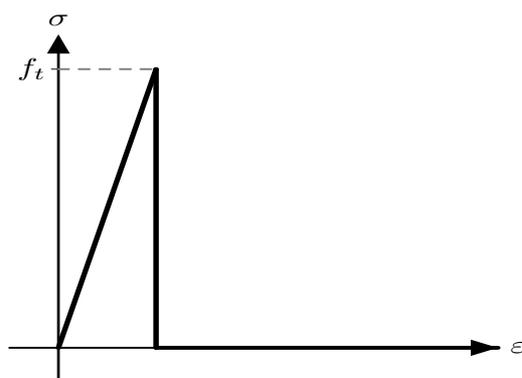


Figura 6.11: Ley constitutiva de tracción (Miccoli et al., 2015a).

Este modelo numérico también fue realizado en dos dimensiones. El tipo de elemento que se consideró para los bloques y matriz fueron del tipo Plane Stress, CQ16M. Asimismo, los elementos interfaz fueron el tipo “Structural line interface”, CL12I. En ambos casos, estos ya fueron empleados en diversos trabajos de modelado numérico de mampostería en ensayos de la misma configuración. La Figura 41 presenta el modelo del muro con su respectiva malla de elementos finitos. La interfaz es considerada en todas las zonas de contacto entre bloques. Por otro lado, la matriz de refuerzo es una capa que cubre la cara del muro y se consideró como en material continuo y homogéneo.

En la Figura 6.12, se muestra la geometría del muro y su respectiva malla de elementos finitos propuesta para este análisis. Asimismo, la malla de refuerzo fue considerado como embebido dentro de la capa de matriz y el elemento es del tipo "grid".

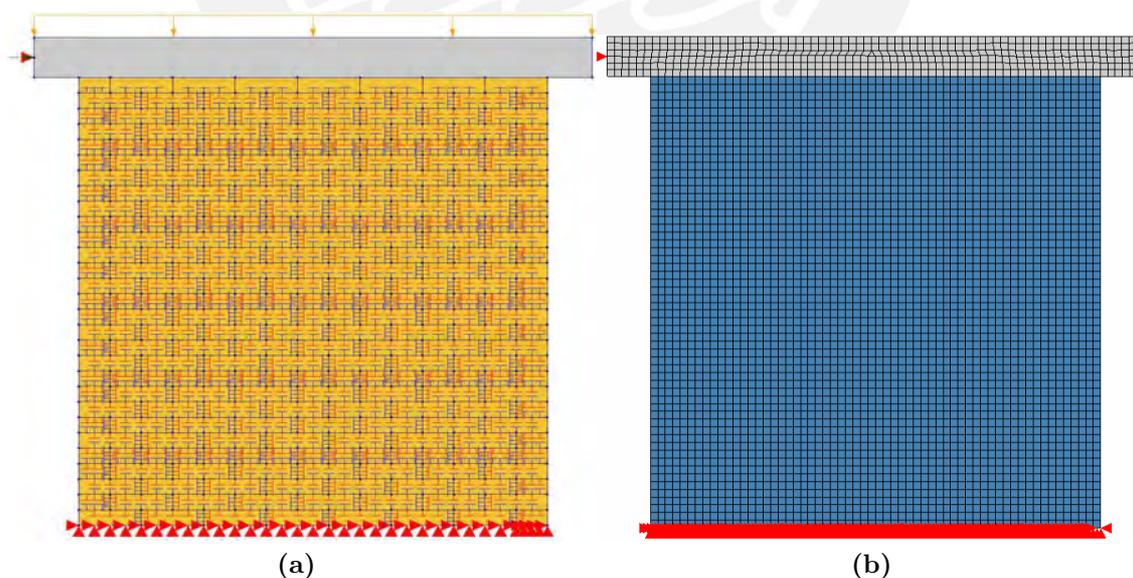


Figura 6.12: Modelo de FEM del muro de BTC no reforzado

Entonces, se definieron cinco materiales, estos fueron: concreto, mampostería, interfaz entre bloques, matriz de tierra y geomalla. Asimismo, se resalta que los bloques, refuerzo de matriz y la viga de concreto fueron considerados como homogéneos e iso-

tropicos por simplificación. Sin embargo, en la realidad estos pueden presentar un comportamiento ortotrópico.

6.4.1.1. Propiedades mecánicas de los materiales

En el análisis estático no-lineal del modelo implementado, la matriz se consideró con un comportamiento inelástico Parabólico a compresión, frágil a tracción y comportamiento a corte con un factor de retención constante. Segundo, la interfaz fue considerada mediante la ley de Fricción de coulomb. Tercero, la geomalla de refuerzo superficial también fue modelado con una ley constitutiva frágil, el cual es típico en materiales de refuerzo. La Tabla 6.5 presenta los valores de las propiedades elásticas e inelásticas consideradas para el modelado de la matriz de tierra; asimismo, la Tabla 6.6 muestra los valores de la propiedades mecánicas de la geomalla obtenidas a partir de la especificaciones técnicas del fabricante.

Tabla 6.5: Propiedades mecánicas elásticas e inelásticas de la matriz de refuerzo superficial iniciales

Propiedades lineales		
Módulo de elasticidad E	254	MPa
Coefficiente de Poisson ν	0.25	-
Densidad ρ	1620	kg/m ³
Comportamiento a tracción		
Relación constitutiva	Frágil	
Resistencia a tracción f_t	0.96	MPa
Comportamiento a compresión		
Relación constitutiva	Parabólico	
Resistencia a la compresión f_c	5.32	MPa
Energía de fractura G_c	6.02	N/mm
Comportamiento a corte		
Función de retención de corte	Constante	
Retención de corte β	0.1	-

Tabla 6.6: Propiedades mecánicas de la geomalla

Material	E (MPa)	f_t (MPa)	G_t (N/mm)
Geomalla "Y"	4181	268	-
Geomalla "X"	5396	265	-

6.4.2. Calibración

Los parámetros mecánicas de la matriz implementados en el modelo de muro reforzado principalmente son los valores promedios de los resultados experimentales.

Primero, la rigidez inicial de la estructura dependía del valor de E de la matriz; por ello, se incrementó este valor dentro del rango de valores determinados de manera experimental para que se asemejará a la respuesta experimental en la fase lineal de la estructura. Segundo, el valor de f_t considerando inicialmente fue el determinado del ensayo de flexión de tres puntos. Sin embargo, este valor es alrededor del 18% del f_c y la respuesta numérica no presentaba puntos de convergencia suficientes y además tampoco el agrietamiento de los ensayos. Por lo tanto, se analizó la respuesta numérica con valores de f_t entre el 5 - 10% del f_c . El valor más adecuado fue el del 5%, ya que permitió obtener más puntos de convergencia en la respuesta y representar el agrietamiento experimental. Por otro lado, se redujo el valor de f_c y el valor de G_c se obtuvo al utilizar una ductilidad de 1.6 mm, además este último valor se encuentra del rango de valores de G_c calculados del ensayo de cubos.

6.4.3. Resultados

Primero, se mantuvo el enfoque definido en la implementación y, básicamente, se cambiaron los valores de los parámetros mecánicos de la matriz. Segundo, se actualizó el valor de E al incrementarlo dentro de los valores experimentales. Segundo, el valor de f_t se definió como el 5% del f_c . Asimismo, se reduce el valor de f_c dentro del rango de valores experimentales y el G_c se calibró con el valor de ductilidad recomendado en la literatura. Todos los valores de la matriz del modelo final se presentan en la Tabla 6.7 y las propiedades de la geomalla se mantuvieron.

Tabla 6.7: Propiedades mecánicas elásticas e inelásticas de la matriz de refuerzo superficial calibrados

Propiedades lineales		
Módulo de elasticidad E	320	MPa
Relación de Poisson ν	0.25	-
Densidad ρ	1620	kg/m ³
Comportamiento a tracción		
Relación constitutiva	Frágil	
Resistencia a tracción f_t	0.21	MPa
Comportamiento a compresión		
Relación constitutiva	Parabólico	
Resistencia a la compresión f_c	4.14	MPa
Energía de fractura G_c	6.60	N/mm
Comportamiento a corte		
Función de retención de corte	Constante	
Retención de corte β	0.1	-

La Figura 6.13 presenta el resultado del modelo calibrado en comparación a la curva de capacidad experimental. La respuesta del modelo se encuentra dentro de la envolvente experimental en la fase lineal y la fase lineal; sin embargo, en una pequeña parte de la zona de endurecimiento el resultado numérico no logra estar dentro de la

envolvente. Asimismo, la capacidad de carga obtenida mediante el modelado presenta un valor mayor al máximo experimental. Por otra parte, la Figura 6.14 muestra los esfuerzos verticales en las interfaces del modelo del muro, donde se observa claramente esfuerzos de tracción en lado izquierdo de la estructura y ,por ello, desprendimiento de las juntas. Asimismo, se presenta concentración de esfuerzos de compresión en la esquina inferior derecha del muro. En esta última parte, los bloques trabajan a compresión pero no logran desarrollar esfuerzos que generen que la falla bajo ese tipo de carga. Además, la Figura 6.14 muestra la deformada obtenida de la simulación, debido a esfuerzos de corte y flexión. El modelo presenta deformación flexión, porque el muro ensayado es considerado para viviendas de un solo nivel con cargas verticales de sobrecarga, peso de techo, y sin restricción a la rotación en la parte superior.

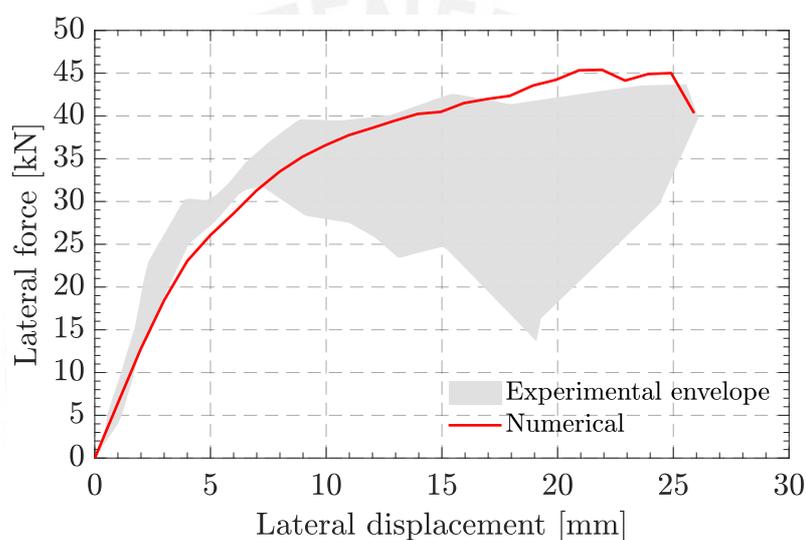


Figura 6.13: Resultados finales de la envolvente experimental y respuesta numérica para una simulación del ensayo de corte cíclico.

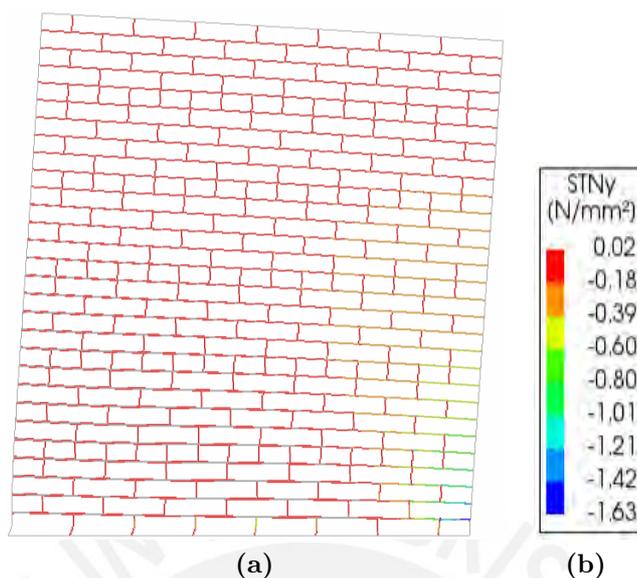


Figura 6.14: Esfuerzos presentados en la interfaces del muro reforzado para el último estado de carga.

Según la configuración deformada del modelo numérico pareciera que no existe ninguna restricción, pero en la campaña experimental tenían el sistema metálico que aplicaba la carga de precompresión. Por otro lado, se ve que este muro está trabajando a flexión y no a corte.

La Figura 6.15 presenta los resultados de la relación entre los esfuerzos de corte presentados en las interfaces y la capacidad de corte mediante el criterio de falla de fricción de Coulomb. Las interfaces que han llegado a la falla son aquellas de color rojo y son en la gran mayoría las que se encuentran en la zona central de la estructura, donde se generan también los esfuerzos de tracción. Por otro lado, el lado izquierdo solo presentan algunas zonas que llegan a la relación crítica y en prácticamente en toda una columna del borde derecho las interfaces no llegan a presentar falla.

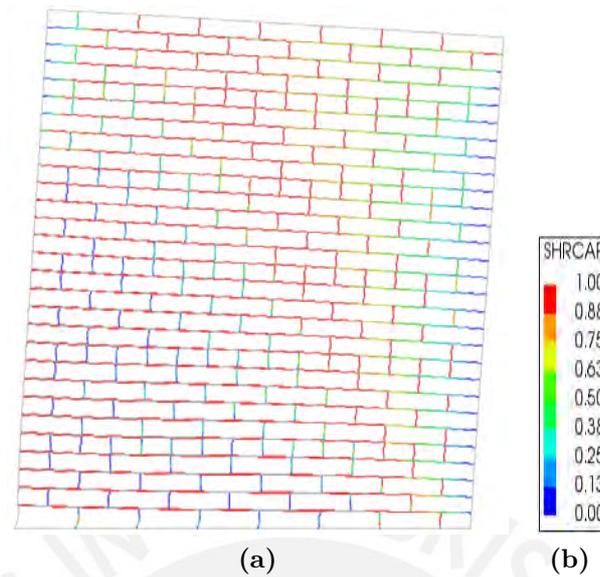


Figura 6.15: Capacidad de esfuerzos de corte presentados en la interfaces del muro para el último estado de carga.

Asimismo, se evaluó la representación del daño del modelo numérico en comparación al estado final del muro ensayado. La Figura 6.16 ilustra esta comparativa y se puede apreciar que los patrones de agrietamiento son similares. Las grietas se presentan en los extremos inferiores del muro. Asimismo, se observa concentración de grietas en en la parte central del muro.

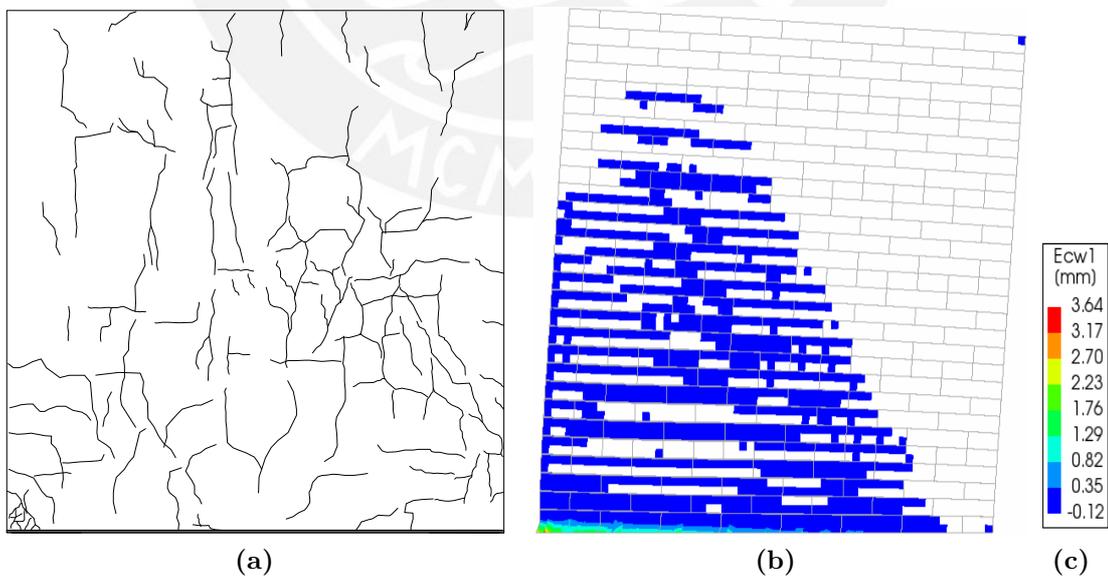


Figura 6.16: Resultados finales de daño (a) experimental y (b) resultado de zona sujeta a mayores esfuerzos para el análisis numérico del modelado de muro reforzado.

6.5. Discusión de resultados

El micro modelo del muro no reforzado logró representar la curva de capacidad experimental tanto en carga máxima y ductilidad. En cambio, esto no fue reflejado en la respuesta del modelo del muro reforzado de manera similar, ya que la relación entre la carga máxima numérica y experimental es 1.04 (diferencia del 4%). Asimismo, lo anterior genera una variación en el comportamiento post pico acorde al experimental. Ambos modelos logran presentar el desplazamiento máximo obtenido de manera experimental.

Por otro lado, el estado de agrietamiento experimental si es reproducido en ambos modelos numéricos, la Figuras 6.10 y 6.16 lo confirman. Las diferencias se ven reflejados en los enfoques. El micro-modelo concentra el daño en las juntas y permite asemejar la respuesta numérica en mejor medida a la experimental. Sin embargo, se debe considerar que el micro modelo demanda mayor capacidad computacional por el nivel de detalle que ofrece con respecto al otro. Asimismo, comprando los esfuerzos generados en la interfaz entre bloques, se puede afirmar a partir de los resultados numéricos que el muro reforzado presenta menos esfuerzos de tracción; por ello, menos desprendimiento de las juntas verticales y horizontales.

En el caso del parámetro G_t , la variación de este no influencia en gran medida al comportamiento inicial y post pico de la respuesta numérica; sin embargo, a menores valores de este parámetro se obtienen menos puntos de convergencia. Asimismo, el valor de G_c no afecta en gran medida la respuesta lineal y endurecimiento. Por otro lado, un mayor valor G_c permite mayores puntos de convergencia en la zona post pico.

Asimismo, en términos de desplazamiento máximo, ambos modelos lograron presentar el desplazamiento máximo igual al experimental. Lo comentado se puede observar en las Figuras 6.7 y 6.13.

Por otro lado, de acuerdo con las Figuras 6.9 y 6.15, se observa diferencia en el estado de interfaces que llegan a la relación crítica de acuerdo al criterio de falla de fricción Coulomb. El modelo de muro no reforzado en el último estado de carga presenta un mayor número e interfaces que llegan a fallar respecto al modelo de muro reforzado. Esto permite afirmar que el refuerzo permite los bloques no se desprendan con mayor facilidad y que los esfuerzos presentados en las interfaces no logren valores iguales a su capacidad de corte.

En conclusión, el modelo del muro sin refuerzo representa tanto la curva de capacidad y los patrones de agrietamiento experimentales. Por otro lado, para el modelo de muro reforzado no se logra obtener una respuesta numérica tan eficiente a la anterior en el caso de la zona post pico. Finalmente, se verifica que el micro modelado es una potente herramienta para representar el comportamiento mecánico de la mampostería de BTC bajo diferentes estados de carga.

Conclusiones y trabajo futuro

Conclusiones generales

En la presente tesis se desarrollaron los temas de caracterización mecánica de unidades y sistemas de albañilería de BTC (con y sin reforzamiento superficial), así como la caracterización numérica de los muros simples y con refuerzo de geomallas a fin de comprender el comportamiento del sistema ante solicitaciones sísmicas. El objetivo principal fue el de promover el uso de materiales económicos, sostenibles y con una resistencia adecuada en la construcción de viviendas sociales en el Perú y en territorios altamente sísmicos.

A continuación, se presentan las conclusiones más importantes del trabajo.

Evaluación de las dosificaciones y caracterización mecánica de unidades

Se analizó la trabajabilidad en las diferentes propuestas de dosificaciones planteados inicialmente con el propósito de conocer el porcentaje de agua óptimo que permita que las mezclas presenten una consistencia adecuada (siendo ni muy líquida o seca) para la fabricación de bloques de tierra comprimida simples y estabilizados. Se utilizó la herramienta de veleta de corte para llevar a cabo el ensayo de corte sobre las mezclas a diferentes proporciones de agua y de esta manera graficar los puntos (contenido de agua vs esfuerzo de corte). Se observó que las curvas esbozaban una curva del tipo campana donde los valores con mayor esfuerzo indicaban el porcentaje de agua óptimo para las mezclas y su posterior uso en la fabricación de unidades. Este dato del contenido de agua es importante puesto que influye en la manejabilidad de las mezclas al momento de depositarlas en la caja de la maquina Eco-Brava para la fabricación e unidades, pues se espera que luego de la compresión los bloques mantengan una geometría uniforme y que luego del secado la resistencia adquirida sea la esperada (mayor a 1.5 MPa).

Por otro lado, en la Tabla 3.2 del Capítulo 4 se presentaron los rangos de contenido de agua óptimos (ω %) y las relaciones agua-cemento (ω/c) para cada una de las dosificaciones propuestas. Con los resultados obtenidos de los ensayos de corte por veleta usando mezclas, y se concluyó que se utilizarían una dosificación en la que el 100 % del peso en secos era de suelo mejorado (S) con un contenido de agua entre el 12-14 % del peso total. Se consideró una dosificación en la que el 90 % del peso de secos era suelo mejorado y un 10 % de estabilizante de cemento SC10(100 %), con una relación

agua/cemento en un rango de 0.9-1.0. Finamente, la dosificación que incluía el estabilizante de cal estuvo conformada por 90 % de suelo mejorado, 7.5 % de cal y 2.5 % de cemento respecto al peso de los secos SCL10(25 %), siendo la relación agua/cemento un rango de 4.0-4.4 %. Cabe resaltar que esta última dosificación representa la dosificación con un mejor comportamiento en comparación de las demás dosificaciones de prueba que contaban con cal, y cuyo comportamiento ante aplicación de fuerzas se analizó en unidades y sistemas de albañilería referente a la caracterización mecánica.

De acuerdo a los resultados obtenidos luego de ensayar las unidades de BTC, para los ensayos de compresión uniaxial en el periodo de curado de 28 días, la dosificación S1B (dosificación que solo incluye suelo mejorado) obtuvo una resistencia promedio de 1.36 MPa y un coeficiente de variación $CV = 8.24\%$. Para la dosificación SC10(100 %) (dosificación que incluye suelo mejorado al 90 % y cemento al 10 %) se obtuvo una resistencia promedio de 3.13 MPa y un coeficiente de variación $CV = 6.71\%$. Para la dosificación SCL10(25 %) (dosificación de suelo mejorado al 90 %, cal al 7.5 % y cemento al 25 %) se obtuvo una resistencia promedio de 2.42 MPa y coeficiente de variación $CV = 9.64\%$. Para los ensayos de flexión en 3 puntos se obtuvo para el periodo de curado de 28 días de la dosificación S1B una resistencia promedio a la flexión de 0.16 MPa y un coeficiente de variación $CV=18.9\%$. Para la dosificación SC10(100 %) se obtuvo una resistencia promedio de 0.58 MPa y un coeficiente de variación $CV=16.6\%$. Finalmente, para la dosificación SCL10(25 %) se obtuvo una resistencia promedio de 0.37 MPa y coeficiente de variación $CV=12.8\%$. De acuerdo con el análisis de los resultados podemos concluir que el uso de estabilizantes mejora el comportamiento mecánico de las unidades aproximadamente 2.5-3.0 veces la resistencia a la compresión, y entre 3.0-3.5 veces para la resistencia a flexión en comparación con aquellos especímenes fabricados solo con suelo mejorado (sin estabilización química). Al analizar los resultados de las dosificaciones estabilizadas se corrobora que la adición del cemento (10 % de estabilizante en la mezcla) aporta mayor resistencia a las unidades, pero al incorporar un 75 % de cal del porcentaje total de estabilizante (considerando 10 % de estabilizante total relativo al peso de secos y para esta dosificación solo 25 % de cemento) puede ser una gran opción que sustituya a la primera en mención para la fabricación de unidades, pues si bien la resistencia de los bloques disminuye entre 20-25 %, aun así se cumplió con ofrecer unidades que superan una resistencia mínima a la compresión de 1.5MPa como lo demanda la norma española UNE 41410, y de 1.0 MPa según la norma peruana de adobe E.080. Es importante considerar que, este proyecto de investigación busca brindar opciones para implementar un sistema constructivo para viviendas sostenibles utilizando bloques eco-amigables donde el uso del cemento debe reducirse, por lo que la dosificación SCL10(25 %) que incluye cal ofrece un menor impacto sobre el medio ambiente, lo que conlleva a construir viviendas sostenibles y ecológicas.

Como conclusión final de esta parte, se considera que la metodología planteada para obtener las dosificaciones óptimas, en la fabricación de bloques de BTC, puede ser utilizada en otros casos similares, y en un futuro esta investigación da lugar a que los lineamientos planteados se incluyan en alguna norma, debido a que al ser una metodología sencilla su aporte sería significativo para la construcción de tierra en el Perú.

Evaluación mecánica del sistema estructural de BTC

Para esta etapa se desarrollaron dos tipos de ensayos mecánicos: compresión uniaxial y resistencia al corte inicial. Para el ensayo de compresión uniaxial se ensayaron un total de nueve pilas, de las cuales tres pilas estuvieron conformadas por unidades sin estabilizar (Control) y se obtuvo un resultado promedio de resistencia a la compresión f_m del 26.8 % y 27.9 % del valor alcanzado por los prismas estabilizados con solo cementos y aquellos estabilizados con cemento y cal, respectivamente. Además, cabe resaltar que, si comparamos los resultados de esto dos últimos tipos de primas, los especímenes con cemento y cal alcanzaron una resistencia del 95.8 % respecto al valor promedio obtenido por los especímenes estabilizados con solo cemento. Por otro lado, se obtuvieron los valores del módulo de elasticidad para cada tipo de pilas: 89 MPa, 203 MPa y 179 MPa para los prismas P0, PC y PCL respectivamente. Los valores del coeficiente de Poisson para cada tipo de pilas: 0.11 MPa, 0.43 MPa y 0.41 MPa para los prismas Control, PC y PCL respectivamente.

Para el ensayo de resistencia al corte inicial se ensayaron un total de 10 pilas, de las cuales una de ellas sirvió como base comparativa de los resultados pues estuvo conformada por bloques sin estabilizar. Las nueve pilas restantes estuvieron conformadas por la dosificación que incluye cal y cemento. Este ensayo debía considerar la aplicación de tres niveles de tensión de confinamiento (0.02, 0.15 y 0.30 MPa) y se obtuvo una resistencia promedio al corte para una carga de confinamiento de 0.02 MPa de 0.05 MPa ($CV=0.03\% < 1\%$). Para una carga de confinamiento de 0.15 MPa se obtuvo una resistencia promedio al corte $f_{v,prom}$ de 0.149 MPa ($CV=0.13\% < 1\%$), y para una carga de confinamiento de 0.30 MPa se obtuvo una resistencia promedio al corte $f_{v,prom}$ de 0.239 MPa ($CV=0.03\% < 1\%$). Para la pila sin estabilizar se utilizó una carga de confinamiento media de 0.15 MPa y se obtuvo una resistencia al corte de 0.129 MPa.

Si se observa las Figuras 5.6, 5.7 y 5.8 se observa que para las pilas ensayadas con una tensión de confinamiento de 0.30 MPa se generó una caída brusca del esfuerzo de corte sin una posterior recuperación de su capacidad debido a que luego de alcanzar el pico del esfuerzo de corte, los bloques fallaron en gran parte de su geometría, además de que grandes trozos se desprendieron de las pilas. Podemos concluir que el confinamiento vertical es lo suficientemente alto como para impedir que el bloque central se deslice libremente sobre los otros dos que lo restringen. Además, la interfaz entre unidades mostró signos de superficies rugosas debido a la fricción que se generó entre los bloques y en el sistema de encastre pues en las unidades inferiores y centrales se observaron roturas en el sistema de encastre. Es importante mencionar que en las pilas donde las endentaciones se rompieron para los bloques inferiores y centrales, el sistema de encastre funcionó de manera simultánea por lo que se obtuvo un comportamiento eficaz. Se observó que la regresión lineal tiene un valor para el coeficiente de determinación igual a $R^2 = 0.98$. Debido a que se analizaron especímenes del tipo de mampostería apilada en seco con un sistema de encastre (macho-hembra) se esperaba que la resistencia al corte inicial sea cero; sin embargo, se infiere que el efecto del encastre entre unidades puede ser el responsable de este valor no nulo.

En líneas generales, se puede concluir que al ensayar prismas conformados por

unidades de BTC estabilizados con solo cemento, y cemento y cal, los resultados experimentales esperados pueden indicar una proporcionalidad en los resultados de las resistencias de las unidades BTC con relaciones de 2.06 y 1.67 respecto a los ensayos de compresión. Esta información nos puede ayudar a determinar de manera aproximada la resistencia de en los prismas bajo solicitaciones de carga axial. Asimismo, es importante recalcar que, durante este ensayo no se observó pérdida de material en las caras libres de los prismas, además que las unidades recuperadas aún conservaban el sistema de encastre.

Evaluación numérica del sistema estructural BTC

El desarrollo de modelos numéricos requiere de una previa caracterización mecánica de los materiales que componen la estructura como información experimental. El proceso de calibración es fundamental, ya que la respuesta total del modelo depende de las diferentes propiedades de los materiales y se requiere obtener una respuesta semejante a la envolvente. En la calibración, no todas las propiedades fueron variadas, ya que algunas con el valor base fueron adecuadas o no presentaban gran influencia en la respuesta global.

Por otro lado, el enfoque planteado donde se considera a las unidades con comportamiento lineal para cargas de compresión y no lineal para esfuerzos de tracción fue adecuado, ya que la falla se debe a esfuerzos de corte. Por ello, las unidades presentan desprendimiento en sus juntas, grietas de tracción y no logra desarrollar esfuerzo a compresión que lleven a la falla. Lo anterior permite concluir que las leyes constitutivas para los tipos de esfuerzos empleadas en el modelado fueron eficientes.

Se concluye que a pesar de ser un sistema de mampostería de junta seca, las juntas presentan una cohesión, debido a los encastres. La cohesión presenta una gran influencia en la respuesta del modelo, ya que la capacidad del muro aumenta considerablemente a medida que se aumenta el valor del parámetro en referencia.

El modelo del muro sin refuerzo logra estimar la falla diagonal presentado de manera experimental. Sin embargo, en los bordes de la estructura el modelo solo presenta desprendimiento de las juntas, pero no grietas como en el caso del ensayo. Por otra parte, el modelo del muro reforzado sí logra representar la falla de manera más adecuada. Se observa agrietamiento en la matriz de refuerzo como en el plano de fallas.

Asimismo, el modelo de muro y muro reforzado presentan desplazamientos máximos de 20 y 26 mm, respectivamente, iguales a los resultados experimentales.

Por otra parte, los resultados obtenidos sobre la respuesta numérica del muro reforzado presentan una ligera sobreestimación del 4% respecto a la relación entre la carga máxima numérica y experimental lo cual se observa en la Figura 5.35; sin embargo, a nivel representativo del comportamiento mecánico de los muros se generó una óptima estimación numérica del ensayo de corte cíclico.

Finalmente, ambos modelos desarrollados presentaron buena precisión en términos de respuesta estructural, capacidad de carga, comportamiento de las interfaces y falla estructural.

Trabajos futuros

De acuerdo a lo desarrollado en el presente trabajo de investigación se recomienda continuar la línea de investigación en las siguientes áreas:

- Respecto al suelo utilizado, se recomienda hacer una evaluación más detallada sobre la influencia de las arcillas en la composición del suelo y su reacción con los agentes estabilizantes, con el objetivo de utilizar un suelo mejorado en las mezclas que permita mayor trabajabilidad en la fabricación y cómo afecta en la resistencia de las unidades.
- Respecto a la estabilización de suelos con cemento y cal, se debe optimizar la dosificación presentada en esta investigación analizando a detalle el comportamiento de la cal ante la reacción con otros estabilizantes (cemento, puzolana o fibras naturales) y el agua. La variación de la cantidad de cal respecto a la cantidad de otros estabilizantes y el contenido de agua pueden ofrecer unidades con un mejor comportamiento mecánico.
- Respecto al proceso de curado de las unidades de BTCs estabilizados con cemento y cal, se recomienda estudiar la influencia del curado a diferentes temperaturas, y observar su influencia en la ganancia o pérdida de resistencia ante caracterización mecánica.
- Respecto al estudio de las propiedades de las unidades de BTC estabilizada con cemento y cal, se recomienda analizar el comportamiento higrotérmico de los bloques ante diversas variaciones de temperatura y humedad, de acuerdo a los parámetros climáticos más representativos de las zonas con mayor actividad sísmica en el Perú.
- Se recomienda evaluar el desempeño de un módulo construido con unidades de BTC estabilizados, para ser ensayado bajo cargas sísmicas y estudiar el comportamiento del refuerzo superficial y mortero. El presente trabajo puede servir de base para tener claros los posibles patrones de falla y valores de resistencia que se podrían obtener ante el ensayo de una vivienda de BTC.
- Respecto al modelamiento numérico del sistema de albañilería de BTC se recomienda desarrollar macro modelos de muros para comparar los resultados del modelamiento con los presentados en el Capítulo 6. Asimismo, si se desarrolla un módulo a escala real construido con bloques BTC y es ensayado bajo cargas sísmicas, se puede realizar el análisis numérico de dicho módulo con fines comparativos que permitan identificar aquellos factores o propiedades que al ser controlados influyen en la resistencia del módulo.

Referencias

- Abdulla, K. F., Cunningham, L. S., & Gillie, M. (2017). Simulating masonry wall behaviour using a simplified micro-model approach. *Engineering Structures*, 151, 349–365.
- Adam, E. (2001). Compressed Stabilized earth Block Manufacturing in Sudan - UNESCO - Technical Note No. 12. *Organization*, (pp. 101).
- Alvarez, S. (2018). Comparación de las propiedades mecánicas de unidades y prismas de bloques de tierra comprimida estanilizada con cemento y geopolímero de puzolana. *Tesis*, (pp. 1–105).
- Andreotti, G., Graziotti, F., & Magenes, G. (2018). Detailed micro-modelling of the direct shear tests of brick masonry specimens: The role of dilatancy. *Engineering Structures*, 168(May), 929–949.
- ASTM, E. (2017). Standard Test Method for Young 's Modulus , Tangent Modulus , and Chord Modulus 1. *Practice*, 03(Reapproved 2010), 1–7.
- ASTM D422-63, A. (2007). D422-63. *Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils*.
- ASTM D4318-10, A. (2010). D4318-10 standard test methods for liquid limit, plastic limit and plasticity index of soils, astm int. *West Conshohocken, Pa*.
- Astorga, S. (2011). *Análisis del comportamiento de muros de adobe reforzados con geomalla ante refuerzos cíclicos laterales*. PhD thesis.
- AVEI (Auroville Earth Institute) (2015). *Earthen Architecture in the World*.
- Basili, M., Marcari, G., & Vestroni, F. (2016). Nonlinear analysis of masonry panels strengthened with textile reinforced mortar. *Engineering Structures*, 113, 245–258.
- Basili, M., Vestroni, F., & Marcari, G. (2019). Brick masonry panels strengthened with textile reinforced mortar: experimentation and numerical analysis. *Construction and Building Materials*, 227, 117061.
- Bei, G. & Papayianni, I. (2003). Compressive strength of compressed earth block masonry. *Advances in Architecture*, 15, 367–375.
- Ben Ayed, H., Limam, O., Aidi, M., & Jelidi, A. (2016). Experimental and numerical study of Interlocking Stabilized Earth Blocks mechanical behavior. *Journal of Building Engineering*, 7, 207–216.
- Bertolesi, E., Milani, G., & Poggi, C. (2016). Simple holonomic homogenization model for the non-linear static analysis of in-plane loaded masonry walls strengthened with FRCM composites. *Composite Structures*, 158, 291–307.
- Blondet, M., Brzev, S., Rubiños, Á., & Villa García, G. (2011). *Earthquake-Resistant Construction of Adobe Buildings: A tutorial*.

- Bolhassani, M., Hamid, A. A., Lau, A. C., & Moon, F. (2015). Simplified micro modeling of partially grouted masonry assemblages. *Construction and Building Materials*, 83, 159–173.
- Bui, Q. B., Morel, J. C., Venkatarama Reddy, B. V., & Ghayad, W. (2009). Durability of rammed earth walls exposed for 20 years to natural weathering. *Building and Environment*, 44(5), 912–919.
- Castro, I. G., Laursen, P. T., Jansen, D. C., & Qu, B. (2014). Performance of interlocking compressed earth block infill in confined masonry construction. *NCEE 2014 - 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering: Frontiers of Earthquake Engineering*.
- Cid, J., Mazarrón, F. R., & Cañas, I. (2011). Las normativas de construcción con tierra en el mundo. *Informes de la Construcción*, 63(523), 159–169.
- Corradi, M., Borri, A., Castori, G., & Sisti, R. (2014). Shear strengthening of wall panels through jacketing with cement mortar reinforced by GFRP grids. *Composites Part B: Engineering*, 64, 33–42.
- Costa, A. G. F., Guedes, J. F., & Varum, H. (2014). *Building Pathology and Rehabilitation*, volume 2.
- Danso H & Adu S (2019). Characterization of Compressed Earth Blocks Stabilized with Clay Pozzolana. *Journal of Civil & Environmental Engineering*, 9(1), 1–6.
- De Sensi, B. (2003). La difusión de la arquitectura de la tierra. *Earth Architecture*.
- Del Río, M. & Sainz, A. (2011). La evolución de los sistemas constructivos en tierra. *Construcción con tierra. Tecnología y arquitectura. VII Congreso de arquitectura de tierra en Cuenca de Campos*, (pp. 57–68).
- DIANA, T. N. O. (2015). FEM-software-release 9.6. *Delft, The Netherlands*.
- Donkor, P. & Obonyo, E. (2015). Earthen construction materials: Assessing the feasibility of improving strength and deformability of compressed earth blocks using polypropylene fibers. *Materials and Design*, 83, 813–819.
- Elvin, A. & Uzoegbo, H. (2011). Response of a full-scale dry-stack masonry structure subject to experimentally applied earthquake loading. *Journal of the South African Institution of Civil Engineering*, 53(1), 22–32.
- Gabor, A., Bennani, A., Jacquelin, E., & Lebon, F. (2006a). Modelling approaches of the in-plane shear behaviour of unreinforced and FRP strengthened masonry panels. *Composite Structures*, 74(3), 277–288.
- Gabor, A., Ferrier, E., Jacquelin, E., & Hamelin, P. (2006b). Analysis and modelling of the in-plane shear behaviour of hollow brick masonry panels. *Construction and Building Materials*, 20(5), 308–321.
- Hall, M. R., Najim, K. B., & Keikhaei Dehdezi, P. (2012). Soil stabilisation and earth construction: Materials, properties and techniques. *Modern Earth Buildings: Materials, Engineering, Constructions and Applications*, (pp. 222–255).
- Heathcote, K. (1991). Earthwall construction Compressive strength of cement stabilized pressed earth blocks: Strength of cement stabilized pressed earth blocks depends on cement content and compacted density - simple formula presented to predict strength based on variables. *Building Research & Information*, 19(2), 101–105.
- Holliday, L., Ramseyer, C., Reyes, M., & Butko, D. (2016). Building with compressed earth block within the building code. *Journal of Architectural Engineering*, 22(3),

1–13.

- Jaafar, M. S., Thanoon, W. A., Najm, A. M., Abdulkadir, M. R., & Ali, A. A. A. (2006). Strength correlation between individual block, prism and basic wall panel for load bearing interlocking mortarless hollow block masonry. *Construction and Building Materials*, 20(7), 492–498.
- Jaquin, P. (2012). History of earth building techniques. In *Modern Earth Buildings: Materials, Engineering, Constructions and Applications* chapter 12, (pp. 307–323). United kingdom.
- Jayasinghe, C. & Mallawaarachchi, R. S. (2009). Flexural strength of compressed stabilized earth masonry materials. *Materials and Design*, 30(9), 3859–3868.
- Kinuthia, J. M. (2014). *The durability of compressed earth-based masonry blocks*. Elsevier Ltd.
- Le, T. T., Austin, S. A., Lim, S., Buswell, R. A., Gibb, A. G., & Thorpe, T. (2012). Mix design and fresh properties for high-performance printing concrete. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, 45(8), 1221–1232.
- Lignola, G. P., Prota, A., & Manfredi, G. (2009). Nonlinear analyses of tuff masonry walls strengthened with cementitious matrix-grid composites. *Journal of Composites for Construction*, 13(4), 243–251.
- Lin, K., Totoev, Y. Z., Liu, H. J., & Page, A. W. (2014). Modeling of dry-stacked masonry panel confined by reinforced concrete frame. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 14(3), 497–509.
- Lourenço, P. B. (1996). *Computational strategies for masonry structures*, volume 70.
- Lourenço, P. B. (2009). Recent Advances in Masonry Modelling :. *Multiscale Modeling in Solid Mechanics*.
- Lourenço, P. B., Oliveira, D. V., Roca, P., & Orduña, A. (2005). Dry joint stone masonry walls subjected to in-plane combined loading. *Journal of Structural Engineering*, 131(11), 1665–1673.
- Lourenço, P. B. & Ramos, L. F. (2004). Characterization of cyclic behavior of dry masonry joints. *Journal of Structural Engineering*, 130(5), 779–786.
- Lourenço, P. B. & Rots, J. G. (2002). Multisurface Interface Model for Analysis of Masonry Structures. *Journal of Engineering Mechanics*, 123(7), 660–668.
- Miccoli, L., Garofano, A., Fontana, P., & Müller, U. (2015a). Experimental testing and finite element modelling of earth block masonry. *Engineering Structures*, 104, 80–94.
- Miccoli, L., Müller, U., & Fontana, P. (2014). Mechanical behaviour of earthen materials: A comparison between earth block masonry, rammed earth and cob. *Construction and Building Materials*, 61, 327–339.
- Miccoli, L., Oliveira, D. V., Silva, R. A., Müller, U., & Schueremans, L. (2015b). Static behaviour of rammed earth: experimental testing and finite element modelling. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, 48(10), 3443–3456.
- Miranda, T., Silva, R. A., Oliveira, D. V., Leitão, D., Cristelo, N., Oliveira, J., & Soares, E. (2017). ICEBs stabilised with alkali-activated fly ash as a renewed approach for green building: Exploitation of the masonry mechanical performance. *Construction and Building Materials*, 155, 65–78.
- Morel, J. C., Pkla, A., & Walker, P. (2007). Compressive strength testing of compressed earth blocks. *Construction and Building Materials*, 21(2), 303–309.

- Mostafa, M. & Uddin, N. (2016). Experimental analysis of Compressed Earth Block (CEB) with banana fibers resisting flexural and compression forces. *Case Studies in Construction Materials*, 5, 53–63.
- Nagaraj, H. B., Rajesh, A., & Sravan, M. V. (2016). Influence of soil gradation, proportion and combination of admixtures on the properties and durability of CSEBs. *Construction and Building Materials*, 110, 135–144.
- Norma E.080 (2006). Norma Técnica E.080 “Diseño y construcción con tierra reforzada”. *Diario El Peruano*, (pp. 310–316).
- Oliveira, D. V., Miranda, T. F., Ramos, L. F., Silva, R. A., Soares, E., & Leitão, D. (2016). Mechanical performance of compressed earth block masonry using granitic residual soils. *Brick and Block Masonry: Trends, Innovations and Challenges - Proceedings of the 16th International Brick and Block Masonry Conference, IBMAC 2016*, (June), 865–872.
- Parisi, F., Balestrieri, C., & Asprone, D. (2016). Nonlinear micromechanical model for tuff stone masonry: Experimental validation and performance limit states. *Construction and Building Materials*, 105, 165–175.
- Petracca, M., Pelà, L., Rossi, R., Zaghi, S., Camata, G., & Spacone, E. (2017). Micro-scale continuous and discrete numerical models for nonlinear analysis of masonry shear walls. *Construction and Building Materials*, 149, 296–314.
- Pina-Henriques, J. & Lourenço, P. B. (2006). Masonry compression: A numerical investigation at the meso-level. *Engineering Computations (Swansea, Wales)*, 23(4), 382–407.
- Pluijm, R. (1993). Shear behaviour of bed joints. In *Proceedings of the 6th North American Masonry Conference. Drexel University, Philadelphia, Pennsylvania, USA* (pp. 125–136).
- Portugal, H. & Tarque, N. (2019). Non-linear modelling of a geomesh-reinforced earthen wall subjected to dynamic loading. In *Structural Analysis of Historical Constructions* (pp. 1108–1116). Springer.
- Qu, B., Stirling, B. J., Jansen, D. C., Bland, D. W., & Laursen, P. T. (2015). Testing of flexure-dominated interlocking compressed earth block walls. *Construction and Building Materials*, 83, 34–43.
- Ramos, L. F., Sturm, T., Gomes, D., Mendonça, P., Eires, R., Camões, A., & Lourenço, P. B. (2014). *Hilotech - Self-building Manual for Sustainable Housing*.
- Reddi, L. N., Jain, A. K., & Yun, H. B. (2012). Soil materials for earth construction: Properties, classification and suitability testing. *Modern Earth Buildings: Materials, Engineering, Constructions and Applications*, (pp. 155–171).
- Ribeiro, A. M. (2015). Análise experimental do comportamento ao corte de paredes reforçadas em alvenaria de BTC.
- Rocha, M. (2017). Ceb dossier.
- Ruiz, G., Zhang, X., Edris, W. F., Cañas, I., & Garijo, L. (2018). A comprehensive study of mechanical properties of compressed earth blocks. *Construction and Building Materials*, 176, 566–572.
- Senthivel, R. & Lourenço, P. B. (2009). Finite element modelling of deformation characteristics of historical stone masonry shear walls. *Engineering Structures*, 31(9), 1930–1943.
- Silva, R. A., Oliveira, D. V., Miccoli, L., & Schueremans, L. (2014). Modelling of

- Rammed Earth Under Shear Loading. *SAHC2014-9th International Conference on Structural Analysis of Historic Constructions*, (October), 14–17.
- Silva, R. A., Soares, E., Oliveira, D. V., Miranda, T., Cristelo, N. M., & Leitão, D. (2015). Mechanical characterisation of dry-stack masonry made of CEBs stabilised with alkaline activation. *Construction and Building Materials*, 75, 349–358.
- Sturm, T. (2014). Universidade do Minho Escola de Engenharia Thomas Sturm Moreira Experimental characterization of dry-stack interlocking compressed earth block masonry Trabalho efectuado sob a orientação do.
- Sturm, T., Ramos, L. F., & Lourenço, P. B. (2015a). Characterization of dry-stack interlocking compressed earth blocks. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, 48(9), 3059–3074.
- Sturm, T., Ramos, L. F., & Lourenço, P. B. (2015b). Characterization of dry-stack interlocking compressed earth blocks. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, 48(9), 3059–3074.
- Taallah, B., Guettala, A., Guettala, S., & Kriker, A. (2014). Mechanical properties and hygroscopicity behavior of compressed earth block filled by date palm fibers. *Construction and Building Materials*, 59, 161–168.
- Tarque, N., Camata, G., Spacone, E., Varum, H., & Blondet, M. (2014). Nonlinear dynamic analysis of a full-scale unreinforced adobe model. *Earthquake Spectra*, 30(4), 1643–1661.
- Ubertini, F., Cavalagli, N., Kita, A., & Comanducci, G. (2018). Assessment of a monumental masonry bell-tower after 2016 central Italy seismic sequence by long-term SHM. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(2), 775–801.
- Udawattha, C., De Silva, D. E., Galkanda, H., & Halwatura, R. (2018). Performance of natural polymers for stabilizing earth blocks. *Materialia*, 2, 23–32.
- UNE-41410 (2008). UNE 41410. Bloques de tierra comprimida para muros y tabiques Definiciones, especificaciones y métodos de ensayo. *Asociacion Española De Normalizacion Y Certificacion - Aenor*, (pp.26).
- Uzoegbo, H. (2016). *Dry-stack and compressed stabilised earth-block construction*. Elsevier.
- Uzoegbo, H. C. & Ngowi, J. V. (2003). Structural Behaviour of Dry-stack Interlocking Block Walling Systems Subject to In-plane Loading. *Concrete Beton*, 103(May), 9–13.
- Van Noort, J.-R. (2012). Computational modelling of masonry structures. (pp. 126).
- Vasconcelos, G. F. M. (2005). Experimental investigations on the mechanics of stone masonry: Characterization of granites and behavior of ancient masonry shear walls. *PhD Thesis*, (pp. 266).
- Venkatarama Reddy, B. V. (2012). *Stabilised soil blocks for structural masonry in earth construction*. Woodhead Publishing Limited.
- Venkatarama Reddy, B. V. & Prasanna Kumar, P. (2011). Cement stabilised rammed earth. Part B: Compressive strength and stress-strain characteristics. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, 44(3), 695–707.