



UNIVERSIDAD
DE PIURA

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Simulación de colapso progresivo de pórtico de concreto
armado con albañilería confinada en Extreme Loading for
Structures**

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil

**Kevin Keller Nathals Chero
María Lucila Vignolo Vega**

**Asesor(es):
Mgtr. Ing. Juan Carlos Atoche Arce**

Piura, diciembre de 2022

NOMBRE DEL TRABAJO

**1. TESIS - KEVIN NATHALS - MARÍA VIG
NOLO.pdf**

AUTOR

Kevin Nathals Maria Vignolo

RECuento DE PALABRAS

42121 Words

RECuento DE CARACTERES

235929 Characters

RECuento DE PÁGINAS

186 Pages

TAMAÑO DEL ARCHIVO

8.7MB

FECHA DE ENTREGA

Sep 5, 2023 5:20 PM GMT-5

FECHA DEL INFORME

Sep 5, 2023 5:23 PM GMT-5

● 3% de similitud general

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para cada base de datos

- 2% Base de datos de Internet
- Base de datos de Crossref
- 2% Base de datos de trabajos entregados
- 1% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de contenido publicado de Crossref

● Excluir del Reporte de Similitud

- Material bibliográfico
- Material citado
- Fuentes excluidas manualmente
- Material citado
- Coincidencia baja (menos de 8 palabras)

A mi mamá, por acompañarme
y apoyarme en cada paso que doy
y a papá, por haber sido el mejor ejemplo
que me enseñó a caminar en esta vida.

María Lucila Vignolo Vega

A Dios, mis padres, hermanos y familia
por estar conmigo siempre,
por confiar en mí y apoyarme
constantemente a cumplir todas mis metas
personales y académicas.

Kevin Keller Nathals Chero

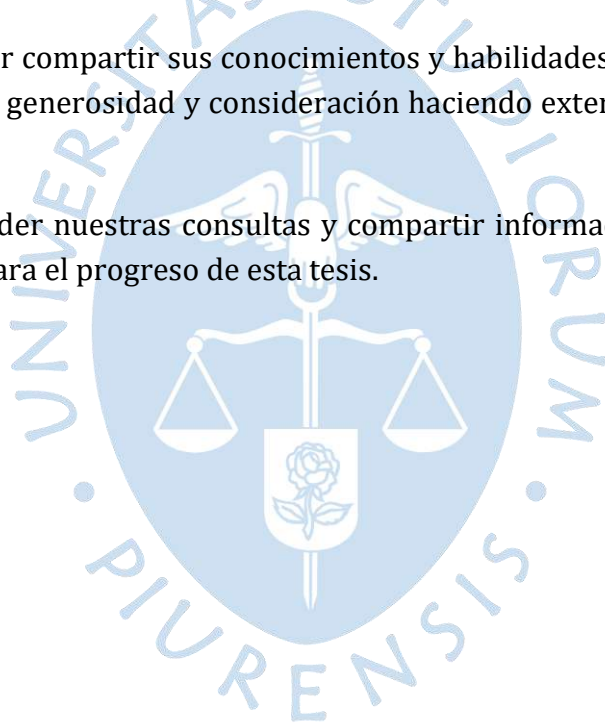


Agradecimientos

A nuestro asesor por ser guía, consejero y maestro de la presente tesis con sus conocimientos brindados, por su tiempo, paciencia y sobre todo sinceridad dada a lo largo de toda esta experiencia personal y académica.

A Ayman El-Fouly por compartir sus conocimientos y habilidades con el software ELS, y por demostrarnos su generosidad y consideración haciendo extensivo el periodo de uso del programa.

A Sidi Shan por atender nuestras consultas y compartir información académica que ha sido de sumo valor para el progreso de esta tesis.





Resumen

A lo largo del tiempo, se han dado muchos eventos catastróficos que han afectado tanto a las estructuras de nuestro alrededor como a los usuarios que las habitan ocasionando muchas veces pérdidas humanas. Uno de estos eventos se llama colapso progresivo, fenómeno que se conceptualiza por la propagación de una falla local inicial resultando en el colapso completo de la estructura. Una de las causas principales es la remoción de uno de sus elementos estructurales

Últimamente, se han realizado investigaciones con respecto a este fenómeno con ayuda del nuevo método de análisis creado por Tagel-Din y Kimiro Meguro llamado *Applied Element Method*. En base a este método, la *Applied Science International* (ASI) ha desarrollado un nuevo software denominado *Extreme Loading for Structures* (ELS). Gracias a este método y nuevo software, se es capaz de conocer en gran parte la respuesta que tendría cierta estructura ante algún evento específico complejo.

Para poder conocer un poco del comportamiento de estructuras de albañilería, se realizaron simulaciones en el software ELS teniendo como base un experimento realizado por Shan, Li, Xu & Xie (2016). Se adoptó un enfoque tanto cualitativo como cuantitativo. Cuantitativo debido a que se realizó una comparación entre las gráficas de fuerza de resistencia vs desplazamiento vertical de la columna central del experimento de Shan, et al. (2016) con respecto a las otorgadas por el ELS. Cualitativo porque se realizó una comparación del modo de falla final y patrones de agrietamiento que ha mostrado la simulación en ELS con respecto al experimento. En un inicio, se llevaron a cabo muchas calibraciones para poder obtener y refinar los valores de las propiedades de cada material que se iban a emplear para conseguir finalmente un resultado muy cercano al experimento. Después de esto y de obtener los resultados de la simulación principal, se realizó un análisis de sensibilidad utilizando el Diagrama Tornado con el fin de hallar cuáles eran las propiedades más sensibles a la hora de modificarlas.

La simulación principal logró un buen acercamiento tanto cuantitativo como cualitativo. El punto de resistencia máxima con ELS fue de 57.5 kN presentando un error porcentual de 10% con respecto al experimento. Esto a un desplazamiento vertical de la columna de 47.30 mm, el cual presentó un error del 30% respecto del experimento. A su vez, el ELS

consiguió representar el modo de falla final, sin diferir mucho en los patrones de falla que siguió el experimento. Con respecto a la gráfica que relaciona el desplazamiento vertical de la columna central con los desplazamientos horizontales de las columnas adyacentes y externas, el error porcentual entre máximos desplazamientos horizontales fue de 25% y 24% (intersecciones adyacentes y externas) cuando el movimiento fue al exterior. Mientras que se reportaron 40% y 41% de error al invertirse el movimiento al interior. Finalmente, teniendo en cuenta los diferentes materiales (concreto, acero, bloque de concreto y mortero) se realizó el análisis de sensibilidad utilizando el método del Diagrama Tornado resultando la resistencia a la compresión del concreto como la propiedad más sensible y la resistencia a la compresión del bloque de concreto como la menos sensible¹.



¹ Bloque de concreto se refiere a las unidades de mampostería y concreto al material producto de la mezcla de agregados, cemento y agua.

Tabla de contenido

Introducción.....	19
Capítulo 1	21
Colapso progresivo y limitaciones computacionales para su estudio	21
1.1 Mecanismos y tipología del colapso progresivo.....	21
1.1.2 Colapso de tipo redistribución	22
1.1.3 Colapso de tipo impacto.....	24
1.1.4 Colapso mixto	26
1.2 Eventos desencadenantes típicos	26
1.2.1 Explosión	26
1.2.2 Fuego.....	27
1.2.3 Impacto	29
1.2.4 Cargas sísmicas	31
1.2.5 Escenarios de peligros múltiples.....	31
1.3 Colapso del edificio Murrah Federal	32
1.4 Limitaciones del método de elemento finitos (FEM por sus siglas en inglés) para simular el colapso progresivo.....	35
Capítulo 2	39
<i>Applied Element Method y Extreme Loading for Structures</i>	39
2.1 Origen del método.....	40
2.2 Descripción general.....	40
2.3 Teoría básica detrás del AEM	41
2.3.1 Conectividad de resorte	41
2.3.1.1 Matriz de resortes.....	41
2.3.1.2 Resortes de refuerzos.....	43
2.3.2 Formulación del AEM para el colapso	43
2.3.2.1 Matriz de rigidez global.....	44
2.3.2.2 Matriz de masa.	46
2.3.2.3 Matriz de amortiguamiento.	47
2.3.2.4 Formulación del análisis de colapso.	47
2.3.3 Colisión de elementos.....	47
2.4 Modelos constitutivos de los materiales en ELS.....	49

2.4.1	<i>Modelo de Maekawa para el concreto</i>	49
2.4.2	<i>Modelo de Menegotto-Pinto para el acero</i>	57
2.4.3	<i>Modelo para albañilería</i>	63
Capítulo 3	67
Estudio del modelo físico del colapso progresivo de un pórtico de concreto armado (2 pisos) con muros de albañilería confinada con aberturas en su parte central		67
3.1	Alcance del estudio	67
3.2	Instrumentación de medición y carga	69
3.3	Resultados del experimento	72
3.3.1	<i>Modo de falla</i>	72
3.3.2	<i>Patrones de agrietamiento</i>	74
3.3.3	<i>Desplazamiento vertical de la columna central vs la fuerza de resistencia</i>	75
3.3.4	<i>Desplazamiento vertical de la columna central vs desplazamientos horizontales de los puntos de unión viga – columna</i>	76
Capítulo 4	79
Simulación numérica del colapso progresivo de un pórtico de concreto armado (2pisos) con muros de albañilería confinada con aberturas en su parte central en el software <i>Extreme Loading for Structures</i>		79
4.1	Geometría del experimento	79
4.2	Propiedades generales de los materiales en el software ELS	85
4.2.1	<i>Módulo de Young (Young's Modulus)</i>	86
4.2.2	<i>Módulo de corte (Shear Modulus)</i>	87
4.2.3	<i>Deformación de separación (Separation Strain)</i>	87
4.2.4	<i>Peso Específico (Specific Weight)</i>	88
4.2.5	<i>Coeficiente de fricción (Friction Coefficient)</i>	89
4.3	Propiedades del concreto	89
4.3.1	<i>Máximo esfuerzo de compresión (Maximum Compressive Stress)</i>	90
4.3.2	<i>Máximo esfuerzo de tensión (Maximum Tensile Stress)</i>	90
4.3.3	<i>Resistencia al corte (Shear Strength)</i>	91
4.4	Propiedades del acero	91
4.4.1	<i>Esfuerzo de fluencia de tensión/compresión (Tensile/Compressive Yield Stress)</i>	92
4.4.2	<i>Deformación última de compresión/tensión (Tensile/Compressive Ultimate Strain)</i>	92
4.4.3	<i>Esfuerzo último / Esfuerzo de fluencia de compresión/tensión (Tensile/Compressive Ultimate Strength / Yield Stress Ratio)</i>	93
4.4.4	<i>Límite de deformación de tensión/compresión elástica (Elastic Tensión/Compression Strain Limit)</i>	94
4.4.5	<i>Rigidez de compresión/tensión post-elástica (Post-Elastic Compression/Tension Stiffness)</i>	94
4.4.6	<i>Energía de fractura por tensión (Tensión Fracture Energy)</i>	94

4.4.7	<i>Energía de fractura por compresión (Compression Fracture Energy)</i>	95
4.4.8	<i>Coeficiente de fricción interna (Internal Friction Coefficient)</i>	95
4.4.9	<i>Desplazamiento por separación (Separation Displacement)</i>	95
4.5	<i>Propiedades de la albañilería</i>	95
4.5.1	<i>Resistencia a la compresión (Compressive Strength)</i>	97
4.5.2	<i>Resistencia a la tensión (Tensile Strength)</i>	97
4.5.3	<i>Resistencia al corte (Shear Strength)</i>	97
4.6	<i>Propiedades avanzadas del material</i>	98
4.6.1	<i>Coeficiente de amortiguación externa (External Damping Coefficient)</i>	98
4.6.2	<i>Coeficiente de rigidez de contacto normal / cortante (Normal / Shear Contact Stiffness Factor)</i>	99
4.6.3	<i>Factor de descarga de resorte de contacto (Contact Spring Unloading Stiffness Factor)</i>	100
4.6.4	<i>Coeficiente de expansión lineal por temperatura (Linear Temperatura Expansion Coefficient)</i>	102
4.6.5	<i>Factor de rigidez mínima normal o por cortante (Minimum Shear / Normal Stiffness Factor)</i>	102
4.6.6	<i>Factor de resistencia al corte residual (Residual Shear Strength Factor)</i>	103
4.6.7	<i>Ratio de rigidez post fluencia en tensión o compresión (Tensile / Compressive Post – Yield Stiffness Ratio)</i>	104
4.6.8	<i>Factor de graduación de falla (Failure Softening Factor)</i>	104
4.6.9	<i>Factor de esfuerzo cortante en barras de reforzamiento (Shear stress weighth in reinforcing bars)</i>	105
4.7	<i>Características del enmallado en ELS</i>	110
4.8	<i>Naturaleza de la carga aplicada</i>	113
4.9	<i>Condiciones de borde</i>	115
4.9.1	<i>Restricción de grados de libertad</i>	115
4.9.2	<i>Conectividad de elementos</i>	118
4.10	<i>Matriz de sensibilidad</i>	125
4.11	<i>Análisis e interpretación de resultados</i>	132
4.11.1	<i>Desplazamiento vertical de la columna central vs la fuerza de resistencia</i>	132
4.11.2	<i>Desplazamiento vertical de la columna central vs desplazamientos horizontales de los puntos de unión viga – columna</i>	135
4.11.3	<i>Modo de falla</i>	141
4.11.4	<i>Patrones de agrietamiento</i>	145
4.11.5	<i>Análisis de sensibilidad</i>	150
	Conclusiones	169
	Recomendaciones	172
	Referencias bibliográficas	175
	Apéndices	179
	Apéndice 1	179

Apéndice 2	181
Apéndice 3	183
Apéndice 4	185



Lista de tablas

Tabla 1. Propiedades mecánicas de los materiales	69
Tabla 2. Módulo de Young para las barras de acero	86
Tabla 3. Valores de Yield Stress de acuerdo con el diámetro de cada barra de acero	92
Tabla 4. Ultimate Strength / Yield Stress RATIO	93
Tabla 5. Valores para el límite de deformación de tensión/compresión elástica	94
Tabla 6. Resumen de los valores para las propiedades del concreto	106
Tabla 7. Resumen de los valores para las propiedades del mortero	107
Tabla 8. Resumen de los valores para las propiedades de las barras de refuerzo de acero	108
Tabla 9. Resumen de los valores para las propiedades de los bloques de concreto	109
Tabla 10. Propiedades del concreto con coeficiente de variación para el análisis de sensibilidad	128
Tabla 11. Propiedades del acero con coeficiente de variación para el análisis de sensibilidad	128
Tabla 12. Propiedades del bloque de concreto con coeficiente de variación para el análisis de sensibilidad	129
Tabla 13. Propiedades del mortero con coeficiente de variación para el análisis de sensibilidad	129
Tabla 14. Propiedades del acero relacionadas con las propiedades del User Defined Material	131
Tabla 15. Valores de carga y desplazamiento de los valores picos para el experimento físico	134
Tabla 16. Resumen de desplazamientos máximos del experimento físico y la simulación en ELS	139
Tabla 17. Errores porcentuales entre los desplazamientos	139
Tabla 18. Resumen cualitativo de la simulación principal en ELS con respecto al experimento físico	149
Tabla 19. Propiedades del concreto con coeficiente de variación para el análisis de sensibilidad	151
Tabla 20. Propiedades del acero con coeficiente de variación para el análisis de sensibilidad	151

Tabla 21. Propiedades del bloque de concreto con coeficiente de variación para el análisis de sensibilidad.....	152
Tabla 22. Propiedades del mortero con coeficiente de variación para el análisis de sensibilidad	152
Tabla 23. Propiedades del acero relacionadas con las propiedades del User Defined Material	153
Tabla 24. Agrupación de las propiedades del acero por paquetes.....	154



Lista de figuras

Figura 1. Tipología del colapso progresivo	22
Figura 2. Representación gráfica del colapso tipo cremallera (zipper-type)	23
Figura 3. Colapso de la losa del cuarto piso en Pipers Row Car Park, Wolverhampton ...	23
Figura 4. Representación gráfica del colapso tipo panqueque (pancake -type) y colapso tipo domino (domino-type)	24
Figura 5. Colapso tipo panqueque de edificios en el terremoto de Mexico, 1985	25
Figura 6. Posible modo de colapso en el nivel intermedio inducido por el terremoto de México, 1985	25
Figura 7. Representación gráfica de un colapso mixto de tipo cremallera y panqueque.	26
Figura 8. Gráfica de presión vs tiempo debido a la explosión de una bomba	27
Figura 9. Distribución de cargas durante un incendio afectando la columna central de un pórtico	28
Figura 10. Impacto del avión en el lado norte de la Torre 1 del World Trade Center	30
Figura 11. Minutos antes del impacto del avión en el lado norte de la Torre 2 del World Trade Center	30
Figura 12. Daño del edificio en Yingxiu después del terremoto del Wenchuan: (a) colapso del segundo piso; (b) un tramo de losa perforado; (c) otro tramo dañado	31
Figura 13. Estructura restante del edificio Alfred P. Murrah después del ataque terrorista	33
Figura 14. Lado norte del edificio luego de la explosión	33
Figura 15. Elevación lado oeste	34
Figura 16. Elevación lado este	34
Figura 17. Elevación lado sur (cara frontal del edificio)	34
Figura 18. No conectividad presente en el método de elementos finitos (FEM)	35
Figura 19. Smeared Cracked Approach	36
Figura 20. Discrete Crack Approach	37
Figura 21. Ejemplo de simulación entre el AEM (izquierda) y el FEM (derecha)	38
Figura 22. Conectividad de matriz de resortes	42
Figura 23. Precauciones necesarias para asegurar la creación de la matriz de conectividad	43
Figura 24. Resortes de refuerzo	43

Figura 25. Grados de libertad	44
Figura 26. Formulación de la matriz de rigidez.....	45
Figura 27. Modelado de la estructura en AEM	46
Figura 28. Forma del elemento, ubicación de contacto y grados de libertad.....	46
Figura 29. Contacto – Esquina de elemento a elemento.....	48
Figura 30. Contacto – Borde de elemento a borde de elemento	48
Figura 31. Contacto – Esquina de elemento a suelo	49
Figura 32. Modelo constitutivo para el concreto usado en el ELS	50
Figura 33. Concepto del modelo de fractura elasto-plástico (EPF).....	51
Figura 34. Formulación de EPF y modelamiento cíclico de histéresis	52
Figura 35. Envoltorio de falla para esfuerzos combinados de cortante y normales	55
Figura 36. Fuerza cortante residual	56
Figura 37. Envoltorio y Modelo Cíclico. Reforzamiento bajo tensiones axiales	58
Figura 38. Representación esquemática de envoltorio de tensión monótona.....	59
Figura 39. Modelo Constitutivo de Acero - Menegotto y Pinto	61
Figura 40. Modelado de muros de albañilería.....	63
Figura 41. Tipo de enmallado para la albañilería	64
Figura 42. Promedio de propiedades para el ladrillo y motero (técnica implícita).....	64
Figura 43. Geometría del espécimen (unidad: mm)	68
Figura 44. Detalles de diseño del espécimen (unidad: mm)	68
Figura 45. Instrumentación de medición y carga (unidad: mm).....	70
Figura 46. Sistema de carga y medición del espécimen.....	71
Figura 47. Acotación de elementos estructurales del espécimen	72
Figura 48. Rutas alternativas de transferencia de carga en los paños B y C.....	73
Figura 49. Modo de falla final del espécimen.....	73
Figura 50. Formación de grietas en el espécimen a ciertos desplazamientos críticos correspondientes a cada etapa	74
Figura 51. Grietas en los paños A y D a un desplazamiento vertical de 415.3 mm	75
Figura 52. Fuerza de resistencia vs desplazamiento vertical de la columna central.....	76
Figura 53. Desplazamientos horizontales de los puntos de unión viga-columna vs el desplazamiento vertical de la columna central	77
Figura 54. Orden de la modelación del pórtico.....	80
Figura 55. Modelación numérica en ELS	80
Figura 56. Refuerzo horizontal y vertical de los elementos estructurales	81
Figura 57. Interfaz correspondiente a la modelación de una columna	82
Figura 58. Interfaz correspondiente a la modelación de la viga.....	83
Figura 59. Interfaz correspondiente a la modelación del muro	84
Figura 60. Interfaz correspondiente a la modelación de los dinteles	85
Figura 61. Deformación de separación (Separation Strain)	88
Figura 62. Interfaz de propiedades para el concreto	89
Figura 63. Interfaz y propiedades del material tipo acero	92

Figura 64. Interfaz y propiedades del Material definido por el usuario (User Designed Material)	93
Figura 65. Ángulo de fricción interna	95
Figura 66. Interfaz de propiedades para los bloques de concreto	96
Figura 67. Interfaz de propiedades para el mortero	96
Figura 68. Parámetros para el cálculo del Normal Contact Stiffness	99
Figura 69. Parámetros para el cálculo del Shear Contact Stiffness	100
Figura 70. Relación de carga-descarga de un resorte antes y después del contacto	101
Figura 71. Efecto de rebote y pérdida de energía cinética con diferentes valores de n.	102
Figura 72. Factores de rigidez mínimos del concreto bajo normal y cortante	103
Figura 73. Resistencia residual al corte	103
Figura 74. Ratio de rigidez post-fluencia	104
Figura 75. Failure softening factor	105
Figura 76. Características del enmallado Tipo 1	111
Figura 77. Detalles del enmallado Tipo 1	111
Figura 78. Enmallado Tipo 2	112
Figura 79. Enmallado Tipo 3	112
Figura 80. Enmallado Tipo 4	113
Figura 81. Carga concentrada en la columna central	114
Figura 82. Etapas de carga utilizadas	114
Figura 83. preprocesamiento (preprocessing)	115
Figura 84. Restricciones para la base de las columnas y para evitar el colapso fuera del plano	117
Figura 85. Restricciones de movimiento para la columna central	118
Figura 86. Resortes existentes en el modelo	119
Figura 87. Resortes existentes en el modelo (ampliación)	119
Figura 88. Resortes correspondientes al concreto	120
Figura 89. Resortes correspondientes a los bloques de concreto que componen el muro	121
Figura 90. Resortes correspondientes al mortero que componen el muro	121
Figura 91. Combinación de los resortes de los bloques de concreto y el mortero	122
Figura 92. Resortes de refuerzo longitudinal de 8 mm	123
Figura 93. Combinación de los resortes de refuerzo para las barras de todos los diámetros	123
Figura 94. Resortes del refuerzo transversal de 4mm	124
Figura 95. Resortes del refuerzo de 2mm en muros	124
Figura 96. Procedimiento esquemático para desarrollar una oscilación ("swing")	126
Figura 97. Diagrama Tornado	126
Figura 98. Gráfica del desplazamiento vertical de la columna central (mm) vs fuerza de resistencia (kN)	133
Figura 99. Error porcentual entre experimento físico y modelo simulado con ELS	135

Figura 100. Ubicación de las intersecciones de las vigas con columnas adyacentes.....	137
Figura 101. Desplazamiento vertical de la columna central vs desplazamiento horizontal de las columnas adyacentes	137
Figura 102. Ubicación de las intersecciones de las vigas con columnas externas	138
Figura 103. Desplazamiento vertical de la columna central vs desplazamiento horizontal de las columnas externas	138
Figura 104. Gráficas de los errores porcentuales de intersecciones adyacentes y extremas	140
Figura 105. Experimento modelado en ELS con sus respectivas acotaciones.....	141
Figura 106. Transferencia de cargas en los paños B y C.....	141
Figura 107. Cambio de dirección de los puntales 1 y 2.....	143
Figura 108. Modo de falla final del espécimen en ELS	144
Figura 109. Semejanzas y diferencias entre el modelo numérico modelado en ELS y el experimento físico	145
Figura 110. Patrón de agrietamiento.....	146
Figura 111. Paños A y D entre el modelo simulado en ELS y experimento físico	147
Figura 112. Diagrama Tornado.....	157
Figura 113. Gráfica fuerza de resistencia vs desplazamiento vertical correspondiente a la propiedad resistencia a la compresión del concreto.....	159
Figura 114. Error porcentual entre los puntos de resistencia máxima para la resistencia a la compresión del concreto.....	159
Figura 115. Similitudes y diferencias en el modelo principal vs el modelo del valor mínimo de resistencia a la compresión del concreto.....	161
Figura 116. Similitudes y diferencias en el modelo principal vs el modelo del valor máximo de resistencia a la compresión del concreto.....	163
Figura 117. Gráfica fuerza de resistencia vs desplazamiento vertical correspondiente a la propiedad resistencia a la compresión del bloque de concreto.....	164
Figura 118. Error porcentual entre los puntos de resistencia máxima para la resistencia a la compresión del bloque de concreto.....	164
Figura 119. Similitudes y diferencias en el modelo principal vs el modelo del valor mínimo de resistencia a la compresión del bloque de concreto.....	166
Figura 120. Similitudes y diferencias en el modelo principal vs el modelo del valor máximo de resistencia a la compresión del bloque de concreto.....	168

Introducción

En el campo del diseño estructural, comúnmente durante los últimos años se ha acostumbrado a tener en cuenta para el dimensionamiento de los elementos estructurales solo los esfuerzos y desplazamientos obtenidos en base a condiciones de cargas a las que estará sometida la edificación. Sin embargo, muchas veces no se ha previsto que la pérdida de alguno de estos elementos estructurales pueda suceder a causa de una carga o evento inesperado. En consecuencia, aquello podría producir el colapso progresivo parcial o total del edificio.

Se entiende por colapso progresivo al daño desproporcionado que se produce en la estructura, iniciado por la pérdida de uno o algunos de sus elementos estructurales. Esto inducido por deficiencias en el diseño estructural, proceso constructivo o eventos trágicos que se puedan presentar como lo pueden ser el choque de un vehículo, explosión de gas o un ataque terrorista.

Un ejemplo de ello sucedió el año 1995 en el *Murrah Federal Building (Oklahoma City)*². De acuerdo a lo observado luego del ataque, dos columnas principales exteriores, del primer y segundo piso fueron destruidas directamente por la presión de la explosión. Aquello trajo consigo el fallo de los elementos adyacentes, desatándose una reacción en cadena que produjo el colapso de gran parte del edificio y la muerte de 168 personas.

En vista de sucesos como estos, es que se insiste en la importancia de comprender y estudiar el comportamiento de las estructuras frente a escenarios imprevistos que puedan ocurrir. Con tal entendimiento, se podría fortalecer a futuro en algunas normativas la metodología acostumbrada de diseño y con ello la estructura estaría mejor preparada para responder ante eventos trágicos que puedan darse, salvaguardando mejor así las vidas de las personas.

Frente a ello, desde hace algunos años, la Applied Science International (ASI) desarrolló el software Extreme Loading for Structures (ELS) aplicando como metodología

² Kazemi-Moghaddam, A., & Sasani, M. (2015). Progressive collapse evaluation of Murrah federal building following sudden loss of column G20. *Engineering Structures*, 89, 162–171.

base el Applied Element Method (AEM). AEM es un método nuevo que está entregando buenos resultados en cuanto a simular eventos de colapso progresivo.

Precisamente, el presente trabajo de tesis consistió en la simulación computacional de la remoción de una columna central de un pórtico de concreto armado de dos pisos con albañilería confinada en su parte superior, produciéndole el colapso. De dicho evento, se obtuvieron resultados cualitativos y cuantitativos de un modelo físico construido previamente. En ese sentido, aquello permitió verificar el alcance del software ELS que emplea AEM a un caso de particular de colapso progresivo y confrontar así el potencial de dicha herramienta informática respecto de su aproximación con la realidad.

El estudio del presente caso también dio cabida a poder entender mejor el comportamiento y respuesta de la albañilería frente a fenómenos de esta índole. Aquel aporte guarda una importancia particular considerando que sistemas estructurales de este tipo son comunmente empleados en diferentes regiones del mundo incluyendo nuestro país, Perú.

En ese sentido, la estructura de esta tesis constó principalmente en cuatro etapas que se reflejan en los capítulos planteados. El primer capítulo desarrolló la temática del colapso progresivo en estos últimos años; y las ventajas, desventajas o limitaciones que se han encontrado hasta hoy al emplear modelos computacionales para este tipo de estudio. El segundo, se basó en el desarrollo de capacidades con el software ELS, que es la herramienta computacional que emplea metodología AEM.

En el tercer capítulo, se desarrolló la información referente a las investigaciones relacionadas al colapso progresivo de este pórtico de concreto armado con albañilería. De aquí se rescataron principalmente los aspectos cualitativos y cuantitativos ya mencionados, los cuales se utilizaron para realizar la modelación y también la posterior comparación de resultados obtenidos entre el ELS con los del modelo físico.

Por último, el cuarto capítulo se dedicó a la simulación y obtención de resultados del modelo elaborado con ELS, junto con la comparación anteriormente dicha. Adicional a ello, se incluyó también un análisis de sensibilidad con diagrama tornado. El objetivo principal de este consistió en determinar qué propiedades de los materiales fueron las mas influyentes en la variabilidad de los resultados.

Capítulo 1

Colapso progresivo y limitaciones computacionales para su estudio

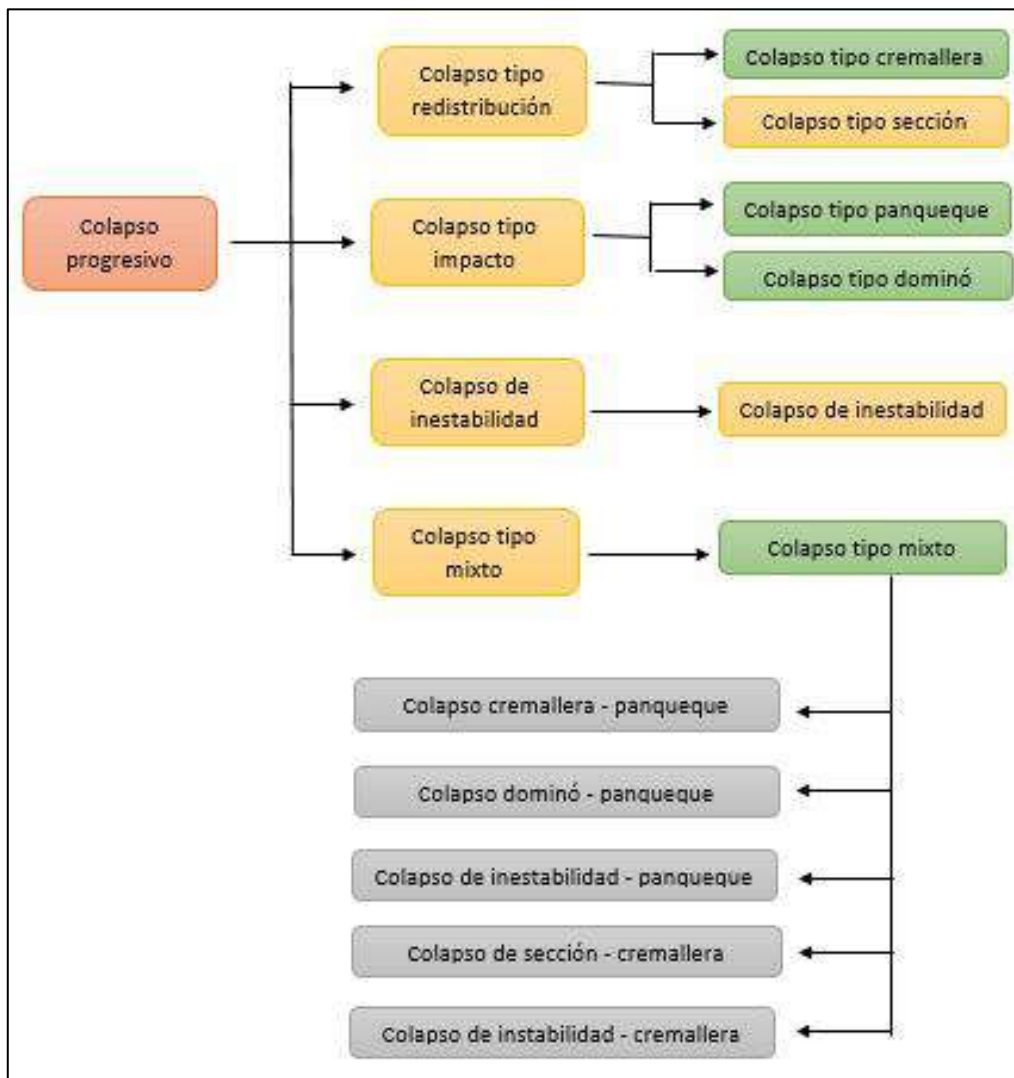
Según el American Society of Civil Engineers en el código ASCE Standard 7-22 (2022) el colapso progresivo es la propagación de una falla local inicial de elemento a elemento, resultando, eventualmente, en el colapso completo o desproporcionado de gran parte de la estructura; también llamado como colapso desproporcionado. (American Society of Civil Engineers, 2022).

Recientemente, con el incremento de la complejidad de las estructuras, así como también la aparición de nuevas amenazas como ataques terroristas, la importancia de este fenómeno ha incrementado la preocupación de ingenieros e investigadores. Debido a que, generalmente, las estructuras no están diseñadas para condiciones de carga que incluyan explosiones de gas y bombas, choque de vehículos, fuego o error en el diseño o proceso constructivo (Ellingwood, Smilowitz, Dusenberry, Duthinh, Lew & Carino, 2007).

En este capítulo se abordará de forma general el mecanismo del colapso progresivo, los efectos de ciertos eventos desencadenantes y las limitaciones computacionales que se han encontrado para el estudio de este fenómeno. A su vez, se dará un ejemplo de un evento relevante ocurrido en el año 1995, describiendo sus respectivas causas y consecuencias.

1.1 Mecanismos y tipología del colapso progresivo

La clasificación más aceptada de los mecanismos del colapso progresivo es proporcionada por Starossek (2007). Dicha clasificación se enfoca en la respuesta estructural tras la falla inicial sin considerar los eventos desencadenantes. Sin embargo, la clasificación se considera útil porque se puede aplicar a cualquier evento o amenaza arbitraria. En la Figura 1, se pueden observar los mecanismos propuestos por Starossek, presentándose en color verde los más comunes cuando se trata de estructuras aporticadas. Sobre ellos se hablará a continuación.

Figura 1. Tipología del colapso progresivo

Nota. Elaboración propia basada en Kiakoouri, De Biagi, Chiaia & Sheidaii (2020).

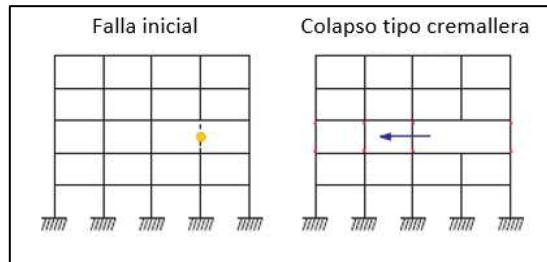
1.1.2 Colapso de tipo redistribución

Como su nombre lo indica, se trata de la redistribución de fuerzas que se transfieren por la falla de un elemento estructural principal. Dentro de este tipo, se encuentra el colapso “*zipper-type*”, que es el más común y hace alusión al efecto de una cremallera.

El colapso tipo cremallera inicia con la falla inicial local de alguno(s) de los elementos principales, ocasionando una redistribución de fuerzas conduciendo a la sobrecarga y falla de los demás elementos estructurales. La progresión de este colapso se da en dirección transversal a las fuerzas principales en los miembros que fallan. Es decir,

se da de forma ortogonal si se trata de un modelo con pórticos, como se muestra en la Figura 2 (Starossek, 2007).

Figura 2. Representación gráfica del colapso tipo cremallera (zipper-type)



Nota. Kiakojour, De Biagi, Chiaia & Sheidaii (2020).

Un buen ejemplo de colapso de tipo redistribución es el colapso del último piso del *Pipers Row Car Park* en *Wolverhampton*, Reino Unido. Una sección de 120 toneladas de losa del piso superior colapsó a las 3 de la mañana del 20 de marzo de 1997 en donde la falla por punzonamiento en una columna principal condujo al colapso progresivo de ocho columnas similares adyacentes como se muestra en la Figura 3. Según los informes técnicos realizados, los márgenes de seguridad se redujeron por un escaso mantenimiento y por deficiencias en aspectos del diseño y construcción (*Lift Slab System*). Afortunadamente, no ocasionó la pérdida de ninguna vida, pero sí el cierre y la posterior demolición de todo el estacionamiento (Wood, 2003).

Figura 3. Colapso de la losa del cuarto piso en *Pipers Row Car Park*, *Wolverhampton*

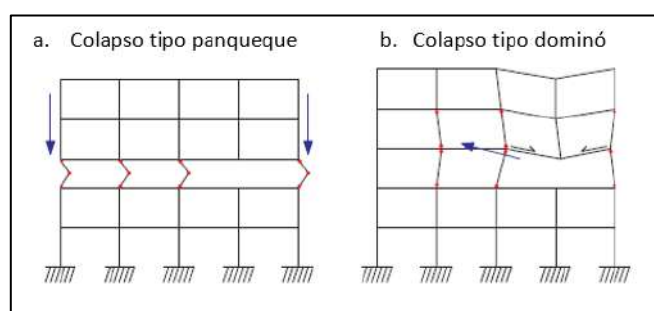


Nota. Adaptado de Wood (2003).

1.1.3 Colapso de tipo impacto

Los colapsos que pertenecen a esta clase se denominan en inglés “*pancake type*” y “*domino type*”, haciendo referencia al efecto panqueque y al efecto dominó, como se muestra en la Figura 4.a. El mecanismo del colapso de tipo dominó empieza con el vuelco de uno de los elementos estructurales principales, que conlleva al impacto de este sobre los siguientes elementos de carga, causando la volcadura, la pérdida de estabilidad y la progresión de la falla en dirección horizontal. En la Figura 4.b, se muestra la falla, esta vez en dirección diagonal, debido a las fuerzas horizontales de tracción que se generan tras la falla del elemento, transmitiéndose a través de las barras de refuerzo y haciendo que tanto vigas como columnas colapsen progresivamente en un efecto dominó (Starossek, 2007).

Figura 4. Representación gráfica del colapso tipo panqueque (*pancake -type*) y colapso tipo dominó (*domino-type*)



Nota. Adaptado de Kiakojour et al. (2020).

El colapso tipo panqueque (Figura 4.a) se inicia generalmente por la falla de los elementos portantes verticales. Luego, se da la separación y la caída parcial o completa de estos componentes, transformando la energía potencial en energía cinética. El impacto de los elementos separados que caen sobre la estructura restante causa la falla de los otros elementos portantes verticales debido a la carga de impacto. De esta forma se da el colapso progresivo en dirección vertical (Starossek, 2007).

Un ejemplo del colapso tipo panqueque es el que ocurrió producto del terremoto de México en el año 1985 que sacudió fuertemente la ciudad dejando un gran número de derrumbes. La particularidad de esto es que las fallas se dieron en los pisos superiores de la gran mayoría de edificios como se muestra en la Figura 5, atribuyéndose al concepto de diseño aplicado en el que el tamaño de las columnas de los pisos superiores era reducido drásticamente para así lograr un diseño más económico. Las fallas en los niveles intermedios ocurrieron debido a la sección transversal de la columna y a que la capacidad de corte de cada piso disminuyó a lo largo de la altura del edificio más rápido que las fuerzas cortantes inducidas por el terremoto. De esta forma, la capacidad de corte fue excedida en el nivel más alto donde la sección transversal de la columna cambia,

ocasionando que el daño se localice principalmente en ese nivel (Lalkovski & Starossek, 2014).

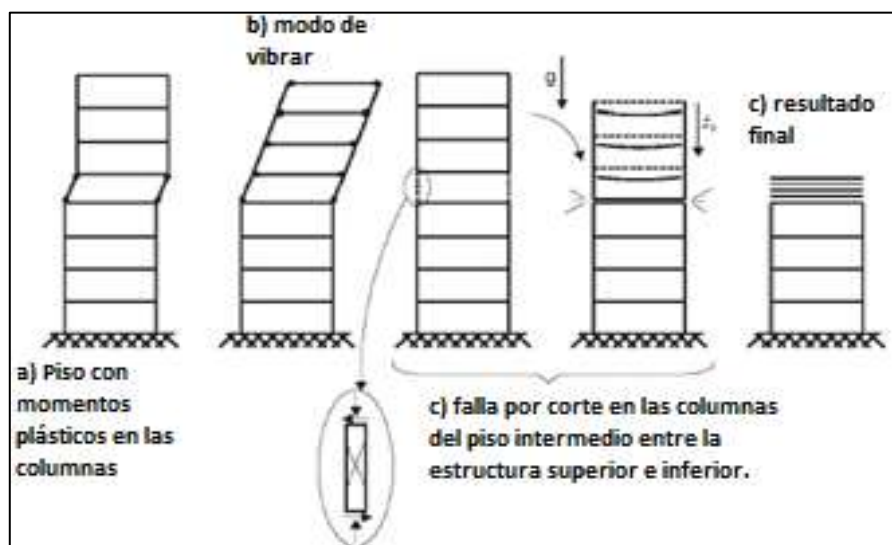
Figura 5. Colapso tipo panqueque de edificios en el terremoto de Mexico, 1985



Nota. Adaptado de Lalkovski et al. (2014).

En la Figura 6 se puede observar el inicio y el resultado del colapso que se dio en este caso. La pérdida de la columna en el nivel intermedio desencadena el colapso de los pisos superiores generándose un impacto entre la parte superior e inferior de la estructura.

Figura 6. Posible modo de colapso en el nivel intermedio inducido por el terremoto de México, 1985



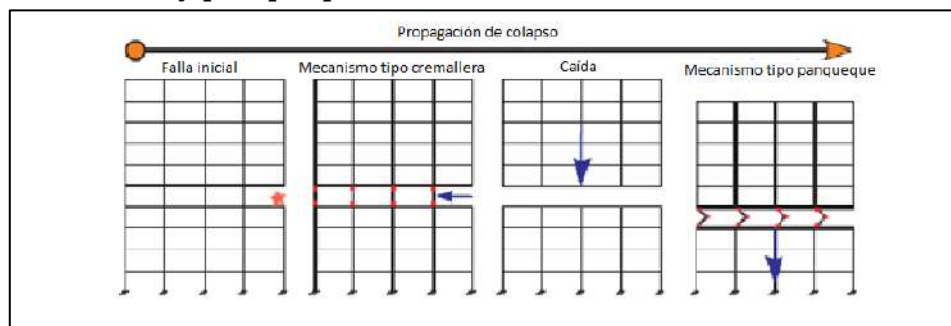
Nota. Adaptado de Lalkovski et al. (2014).

1.1.4 Colapso mixto

En la realidad, en los incidentes de colapso progresivo, suelen combinarse características de más de un tipo de colapso. Por ejemplo, el colapso del *Murrah Federal Building* parece haber involucrado características tanto del tipo panqueque, como del tipo dominó. La aparición de este último se da por una característica importante: la aparición de fuerzas horizontales ocasionadas por la falla inicial, provocando el derrumbe de otros elementos estructurales. Tras esto, se generan fuerzas de tracción horizontales que se transmiten a los demás elementos a través de las barras de refuerzo. La transmisión de fuerzas finaliza frente a una discontinuidad del acero de refuerzo superior de una de las vigas de transferencia del edificio, haciendo que el colapso progresivo se detenga en una de las columnas principales (Starossek, 2007).

En la Figura 7 se muestra un mecanismo para el colapso progresivo tipo cremallera-panqueque que se inicia por la pérdida de una sola columna inducida por un evento desencadenante, en este caso una explosión.

Figura 7. Representación gráfica de un colapso mixto de tipo cremallera y panqueque



Nota. Adaptado de Kiakojsuri et al. (2020).

1.2 Eventos desencadenantes típicos

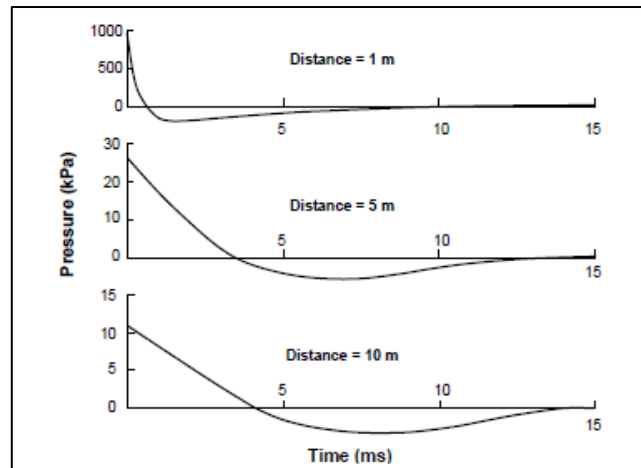
Existen muchas circunstancias que pueden desencadenar en un colapso progresivo, como: el impacto de un avión o un vehículo, error en el diseño y construcción, fuego, explosiones de gas o bombas, sobrecarga debido al mal uso, y transporte y almacenamiento de materiales peligrosos. A continuación, se presentan ciertos eventos típicos que se han dado a lo largo de la historia.

1.2.1 Explosión

Lamentablemente, eventos trágicos inducidos por explosiones de bombas y otro tipo de actividad malévola se están incrementando, no solo en los Estados Unidos, sino también en todo el mundo. En 1997, se registraron más de 250 ataques explosivos en edificios en Estados Unidos (Federal Bureau of Investigation, 1998).

Las detonaciones y explosiones de bombas inician creando ondas de presiones de choque que se expanden a una velocidad de 1 km/s. Como se observa en la Figura 8, se empieza con una fase de presión positiva con una carga de impulso en un tiempo de subida instantáneo, seguida por una caída, conllevando a una presión negativa que se mantiene más larga e intensa, cuya duración depende de la carga y la distancia (Ellingwood et al., 2007).

Figura 8. Gráfica de presión vs tiempo debido a la explosión de una bomba



Nota. Adaptado de Ellingwood et al. (2007).

La explosión se puede dar de forma externa o interna, dependiendo de la ubicación de la bomba. Cuando se trata de una explosión externa, los efectos estructurales que se dan empiezan con la rotura de ventanas y la falla de muros y columnas debido a las ondas de presión. La onda continúa expandiéndose y llega a techos y pisos, siendo esta última la falla más común, debido a la gran área sobre la que actúa la presión. Al darse la falla de los pisos, los elementos portantes verticales también empiezan a fallar llevando al colapso progresivo. En una explosión interna, la onda de presión choca con el piso superior e inferior generándose la falla local inicial. El daño se empieza a expandir a los elementos cercanos como columnas, vigas, muros, etc. (Ellingwood et al., 2007).

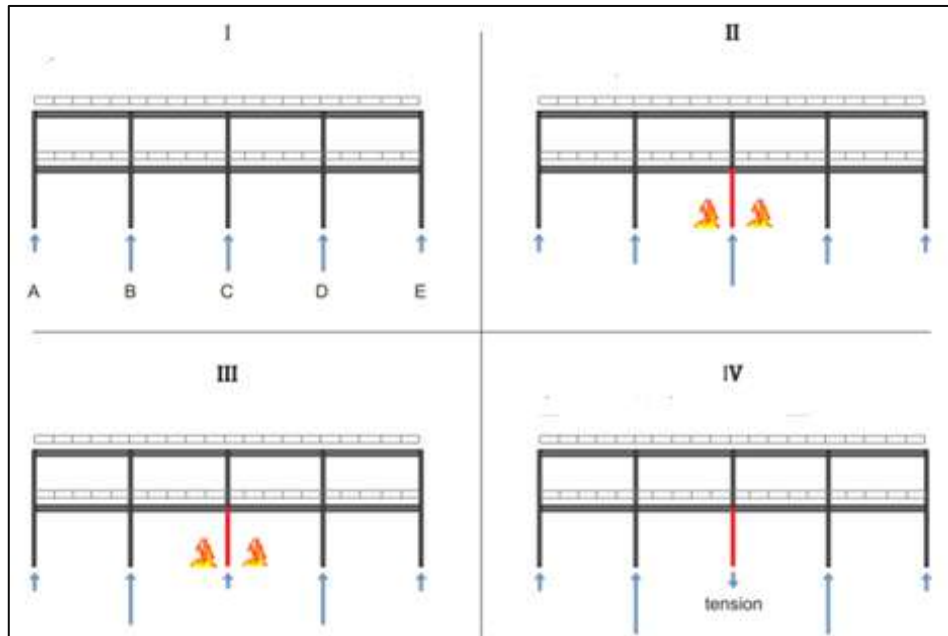
1.2.2 Fuego

Este evento desencadenante produce curvas de exposición al fuego (temperatura vs tiempo), utilizadas para analizar la respuesta estructural durante la fase de calentamiento y enfriamiento después de la mitigación del fuego y el agotamiento de los combustibles. Esta curva depende de la carga de fuego, la ventilación que existe en el ambiente y los materiales y superficies con los que se interactúa (Ellingwood et al., 2007).

Para entender más el comportamiento y la respuesta de ciertas estructuras ante el fuego, Gernay y Gamba (2018) realizaron un experimento de un pórtico de dos pisos en

el que la columna central se encuentra expuesta al fuego como se muestra en la Figura 9.I. En esta figura, también se observa la evolución de las cargas axiales en las columnas en las diferentes etapas del fuego, donde la magnitud de cada flecha representa la magnitud de la fuerza, ya sea de compresión o tensión.

Figura 9. Distribución de cargas durante un incendio afectando la columna central de un pórtico



Nota. Adaptado de Gernay & Gamba (2018).

En la Figura 9.II, el calentamiento en la columna C provoca una expansión térmica. Sin embargo, esta no se puede producir en su totalidad porque está restringida por la estructura que la rodea, la cual se encuentra a temperatura ambiente. Tras esto, la fuerza térmica inducida de compresión en la columna C se va acumulando, sumándose la compresión inicial resultante de las cargas aplicadas externamente.

Cuando el calentamiento continúa, la disminución de la rigidez y la resistencia de los materiales de la columna C dominan sobre la expansión térmica restringida, lo que conduce a la descarga y deformación del elemento. Como se observa en la Figura 9.III, las fuerzas en la columna calentada van disminuyendo con respecto a las fuerzas axiales iniciales debido a la falla que ya se está provocando. Esto ocasiona que las cargas actuantes se distribuyan a los demás elementos de la estructura, sobrecargando particularmente las columnas adyacentes.

Finalmente, el fuego entra en la fase de enfriamiento. En esta etapa, la temperatura de la columna C disminuye, por lo tanto, la longitud de la columna va disminuyendo también. Sin embargo, debido a que la exposición del fuego ha sido extrema y la temperatura muy alta, la longitud que se logra recuperar es menor a la que tenía la columna en un inicio. Esto ocasiona que se genere una fuerza de tensión tirando del resto

de la estructura, aumentando también la carga en los demás elementos verticales (Figura 9.IV).

1.2.3 Impacto

El colapso inducido por el impacto se puede clasificar en dos grupos: el impacto de los escombros que caen sobre la estructura subyacente y el impacto de un vehículo o avión. Usualmente, el primero no se considera como un verdadero evento desencadenante porque el colapso ocurre por el evento original, ya sea fuego o alguna explosión (Kiakojoury et al., 2020).

Como principal ejemplo de un colapso debido al impacto de una aeronave tenemos el ataque terrorista al *World Trade Center* el 11 de septiembre del 2001, marcando la historia de Estados Unidos y del mundo tras la enorme cantidad de vidas perdidas.

El colapso del *World Trade Center* fue ocasionado por el impacto de dos aviones comerciales, causando daños considerables a los principales elementos estructurales, como las columnas centrales, columnas perimetrales, y pisos. Sin embargo, las torres resistieron los impactos dando la posibilidad de que se mantengan en pie si no fuera por los posteriores incendios en varios pisos y principalmente, por el desprendimiento del aislamiento ignífugo, el cual tenía como función principal la protección contra incendios. Cada torre al tener una combinación diferente de daños estructurales por impactos y elementos debilitados por el calor contribuyeron al colapso estructural abrupto (*National Institute of Standards and Technology*, 2005).

En la torre 1 del WTC, tras el impacto, se generaron incendios que debilitaron las columnas centrales (Figura 10). Esto también provocó que los pisos del lado sur se hundieran tirando de las columnas del perímetro sur, reduciendo su capacidad para soportar los pisos superiores. El tiempo entre el impacto del avión y el colapso de la estructura estuvo determinado por el tiempo que tardó el fuego en debilitar las columnas y el núcleo del edificio (*National Institute of Standards and Technology*, 2005).

Figura 10. Impacto del avión en el lado norte de la Torre 1 del *World Trade Center*



Nota. Adaptado de NIST (2005).

La torre 2 del WTC, sufrió graves daños en el núcleo de la esquina sureste. La expansión del fuego en este lado del edificio hizo que los pisos se hundieran tirando de las columnas del perímetro, similar a lo que pasó en la torre 1. Sin embargo, la torre 2 colapsó más rápido que la torre 1 debido a que el impacto de la aeronave fue en el núcleo del edificio causando más daños e incendios tempranos y persistentes en el lado sureste. En la Figura 11, se observa la forma cómo impacta el avión contra la estructura minutos antes del evento trágico (*National Institute of Standards and Technology, 2005*).

Figura 11. Minutos antes del impacto del avión en el lado norte de la Torre 2 del *World Trade Center*



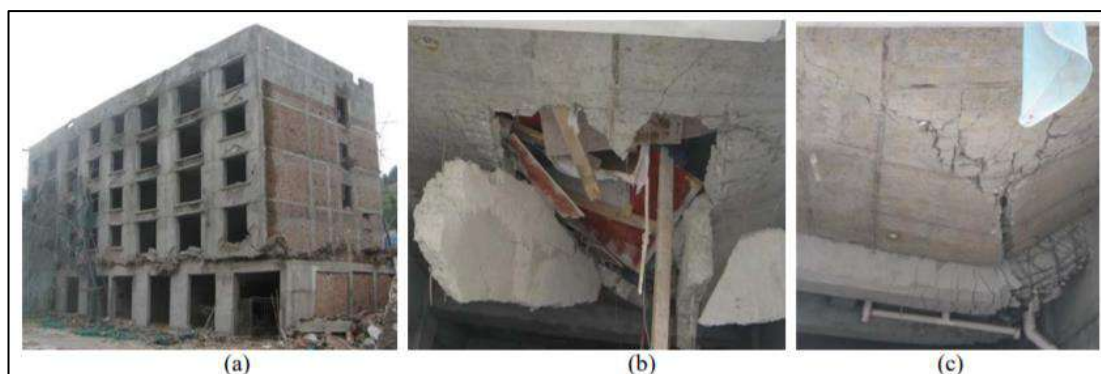
Nota. Adaptado de NIST (2005).

1.2.4 Cargas sísmicas

La mayoría de los incidentes que se dan por el colapso sísmico son de manera progresiva y destacan por tener las tres características reconocibles del colapso progresivo: primero, la falla inicial es local; segundo, la falla debe extenderse a los demás elementos; y tercero, el colapso final debe ser desproporcionado a la falla inicial.

En la Figura 12, el segundo piso del edificio que se encontraba en Yingxiu desapareció durante el terremoto de Wenchuan. Los pisos superiores al caer a la losa del primer piso ocasionaron que un tramo termine perforado (Figura 12.b) y otro realmente dañado (Figura 12.c) (Zhang & Liu, 2008).

Figura 12. Daño del edificio en Yingxiu después del terremoto del Wenchuan: (a) colapso del segundo piso; (b) un tramo de losa perforado; (c) otro tramo dañado



Nota. Adaptado de Zhang & Liu (2008).

Es por ello, que una estructura diseñada con la debida consideración de su capacidad de resistencia a terremotos es capaz de soportar el colapso progresivo. Para esto, el procedimiento de análisis debe tener en cuenta las fuerzas sísmicas laterales junto con las cargas gravitacionales y, a través de una herramienta de análisis adecuada, capturar las respuestas estructurales desde la falla localizada inicial de los elementos y el comportamiento posterior al colapso de la estructura (Lau & Wibowo, 2009).

1.2.5 Escenarios de peligros múltiples

Se da que, en muchos escenarios reales de colapso, más de un evento contribuyó en la progresión del colapso y en el mecanismo de falla, como en el caso del *World Trade Center*, en el que estuvieron involucrados el impacto de avión y los posteriores incendios. Además, ha sucedido también que el fuego puede conllevar a una explosión dependiendo de los materiales con los que interactúa, o al revés, una explosión puede provocar un incendio (Kiakojour, De Biagi, Chiaia & Sheidaii, 2020).

El comportamiento de la estructura después del incendio es objeto de muchas investigaciones centradas en la explosión o el impacto posterior al incendio. Tal es el caso

de Forni, Chiaia y Cadoni (2017), cuya investigación se basó en los efectos de explosión en columnas de acero bajo condiciones de incendio, dando un enfoque realista a un escenario de peligros múltiples mediante el estudio de la capacidad de carga residual de las columnas de acero en tales condiciones.

1.3 Colapso del edificio Murrah Federal

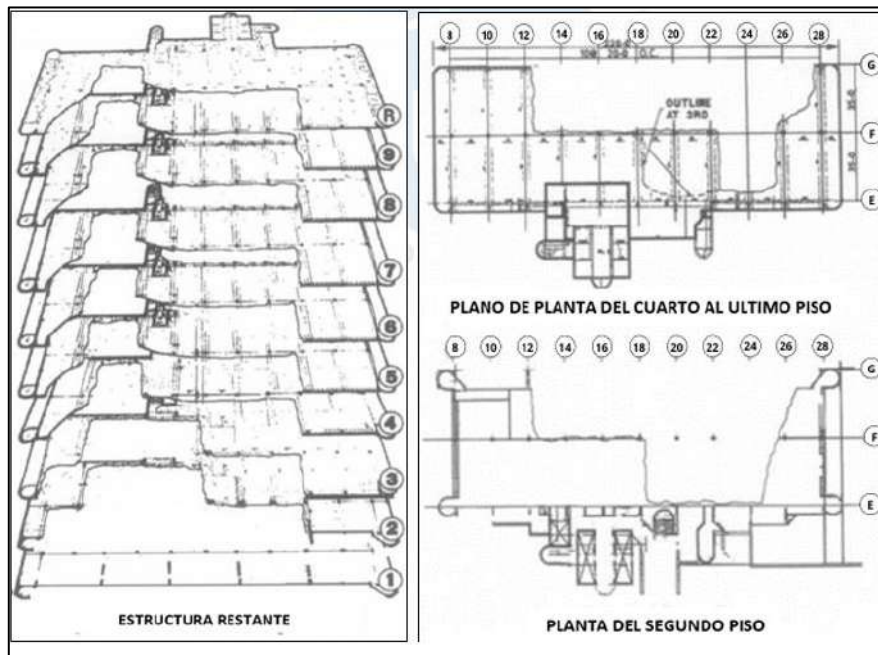
A las 9:02 de la mañana del 19 de abril de 1995, estalló una bomba frente al edificio Alfred P. Murrah, ubicado en *Oklahoma City*. Se trataba de un ataque terrorista que ocasionó la muerte de 167 personas, 782 heridos y una pérdida económica material de cerca de \$652 millones (Hinman & Hammond, 1997).

Se utilizó una bomba casera compuesta por 2.177 kg de *Ammonium Nitrate – Fuel Oil* (ANFO, por sus siglas en inglés). El nitrato de amonio es una sustancia que se transporta de manera rutinaria y es utilizado comercialmente como fertilizante. Sin embargo, solo se necesita que entre en contacto con un combustible derivado del petróleo como el *fuel oil*, para que el ANFO se convierta en un arma muy potente. La bomba se colocó dentro de un camión estacionado a 3 metros de la entrada norte del edificio y su explosión generó una onda de choque que se propagó hacia todas las direcciones; una gran parte de esa energía se impartió en el suelo creando un cráter de 9.1 metros de ancho y 2.4 metros de profundidad.

En la Figura 13 se puede observar la estructura después del colapso y la vista en planta del segundo y demás pisos. Las columnas G16, G20 y G24 se trataban de elementos primarios que soportaban las vigas de transferencia de carga y, debido a que estas colapsaron, gran parte del lado norte del edificio se derribó. Asimismo, la columna interior F24, tras colapsar, se llevó consigo dos paños de losa contiguos, ocasionando que se cree una especie de “mordisco” en el contorno de la estructura restante. Finalmente, aunque las columnas interiores F20 y F22 permanecieron en pie, las losas unidas a estas columnas se desplomaron en el tercer y segundo piso.

Como se observó, el mayor daño se dio en el lado norte, que estaba más cerca de la explosión y sujeto a presiones altas. En la Figura 14, se ven los escombros de los elementos estructurales apilados. Claramente, la fuerza de la explosión superó la capacidad de los elementos portantes.

Figura 13. Estructura restante del edificio Alfred P. Murrah después del ataque terrorista



Nota. Adaptado de Hinman & Hammond (1997).

Figura 14. Lado norte del edificio luego de la explosión



Nota. Adaptado de Hinman & Hammond (1997).

En la cara este del edificio (Figura 16), los paneles de relleno de granito se desprendieron, especialmente en los pisos inferiores en donde la explosión tuvo mayores niveles de presión.

Figura 15. Elevación lado oeste



Nota. Adaptado de Hinman & Hammond (1997).

Figura 16. Elevación lado este



Nota. Adaptado de Hinman & Hammond (1997).

El lado oeste (Figura 15) se encontraba en mejores condiciones que las caras este y norte del edificio. Al lado sur del edificio (Figura 17) no se le encontraron daños estructurales, a excepción de daños arquitectónicos, como las ventanas rotas.

Figura 17. Elevación lado sur (cara frontal del edificio)



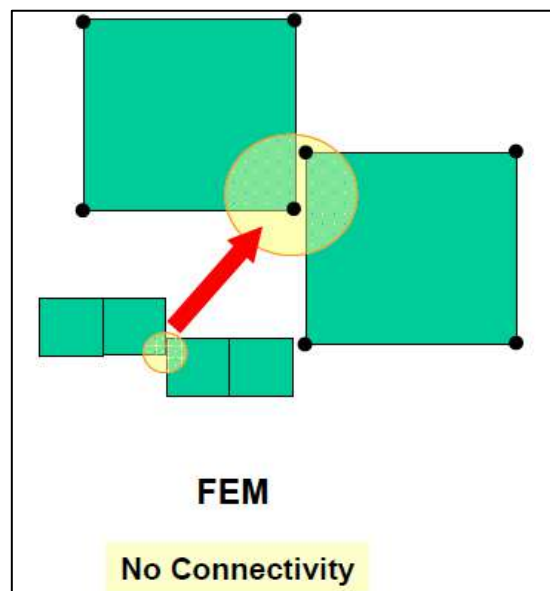
Nota. Adaptado de Hinman & Hammond (1997).

En conclusión, el colapso del edificio Alfred P. Murrah se debió a la falla frágil de las columnas principales y vigas de transferencia, como consecuencia de una explosión inevitable.

1.4 Limitaciones del método de elemento finitos (FEM por sus siglas en inglés) para simular el colapso progresivo

El método de los elementos finitos (FEM) es un método numérico utilizado en la ingeniería estructural para resolver ecuaciones diferenciales basado en la mecánica continua. Sin embargo, se trata de una metodología que presenta algunas limitaciones. Una de ellas es en relación con la no conectividad presente en los elementos. Como se muestra en la Figura 18, los dos elementos FEM tienen los nodos superpuestos parcialmente, pero no hay una conexión entre ellos. La razón detrás de esta limitación es debido a que todos los elementos deberían estar conectados a través de sus nodos para una mejor interacción durante el análisis. La única forma de hacerlo y superar esto es con una restricción especial para conectar los nodos adyacentes, lo cual se podría realizar con ayuda de un usuario calificado lo que a su vez también generaría un lento análisis (Tagel-Din, 2009).

Figura 18. No conectividad presente en el método de elementos finitos (FEM)



Nota. Adaptado de Tagel-Din (2009).

Por ejemplo, considerando un pórtico simple con dos columnas y una viga modelado en 3D con su respectivo mallado, utilizando la metodología FEM, se necesitaría ajustar y realizar una conectividad entre las columnas y la viga, lo cual generaría tiempo, más aún si se tratará de una estructura más compleja (Tagel-Din, 2009).

Otra limitación que presenta este método debido a la dificultad de separar los elementos es que los softwares que utilizan el FEM pueden responder a una de las preguntas principales: “¿La estructura fallará o no?”, mas no son capaces de responder a: “¿Cómo va a fallar la estructura?”. Todo esto en vista de que con el FEM solo podría

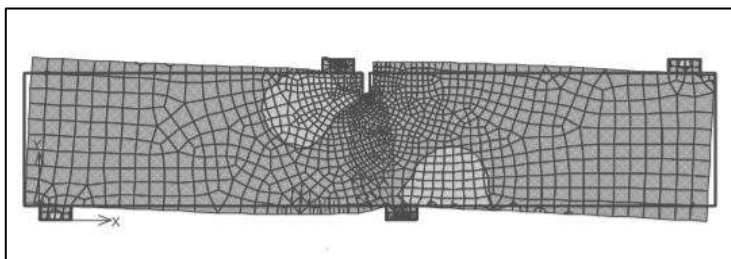
analizar hasta el inicio de la falla observándose la deformación parcial del elemento, pero no el modo de falla final con todas las grietas en los elementos estructurales (Meguro & Tagel-Din, 2000).

Otra desventaja se encuentra en la necesidad de refinar el mallado en algunos elementos estructurales cuando se tratan de zonas de alta concentración de acero o entre las uniones de los componentes principales, con el fin de conseguir una mejor aproximación del resultado. Al incrementar el número de elementos debido a la malla, aumenta también proporcionalmente el tiempo de análisis (Tagel-Din, 2009).

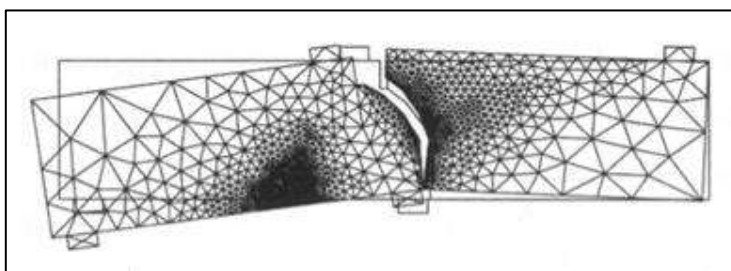
Como se ha mencionado ya, el método de elementos finitos posee ciertas dificultades en el análisis de elementos excesivamente deformados, así como en sus patrones de agrietamiento. Además de que requiere de una cantidad de tiempo considerable para realizar un análisis dinámico no lineal tridimensional a gran escala, como la explosión de un edificio de gran altura. La complicación que tiene al tratar con la deformación de los elementos, la refinación del mallado y el lento análisis son una de las principales trabas que tiene este método para la investigación del comportamiento de colapso progresivo (Kim & Wee, 2016).

La descripción de fallas y grietas dentro del FEM ha llevado a dos enfoques fundamentalmente diferentes: *Smeared Crack Approach* y el *Discrete Crack Approach*. El primer enfoque (Figura 19) está basado en el desarrollo de modelos de materiales continuos, en los cuales las grietas se encuentran en un área correspondiente al punto de integración del elemento finito (nodo). El segundo enfoque (Figura 20) se basa en los conceptos de grieta ficticia, siendo uno de los métodos más adecuados para localizar las fallas, por lo que se necesita de un gran refinado de malla cuando se trata de eventos como el colapso progresivo. En el *Discrete Crack Approach*, al darse las deformaciones debido a las fisuras y grietas, el omitir la relación de Poisson es lo más cercano a la realidad (Jendele, Cervenka, Saouma & Pukl, 2001).

Figura 19. *Smeared Cracked Approach*



Nota. Adaptado de Jendele et al. (2001).

Figura 20. Discrete Crack Approach

Nota. Adaptado de Jendele et al. (2001).

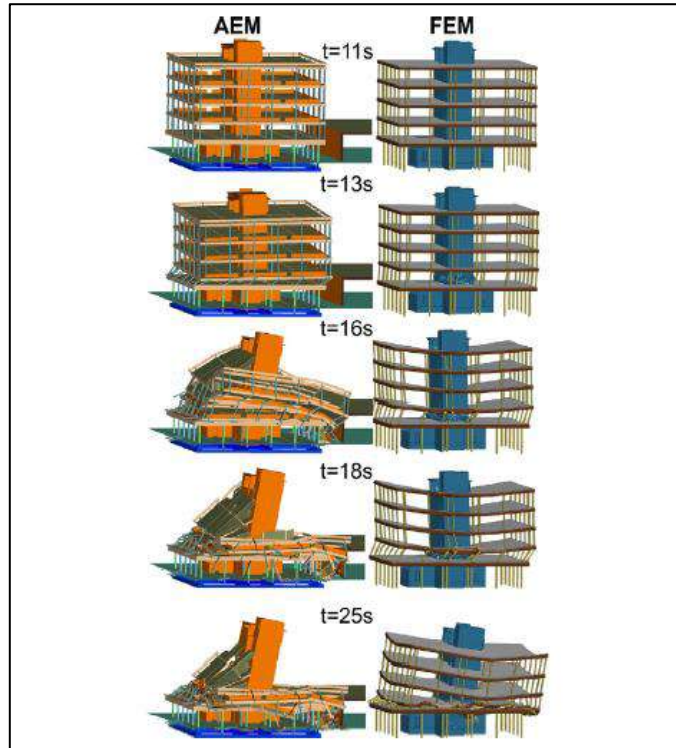
Cuando se trata del *Smeared Crack Approach*, no es posible considerar el ancho de la grieta, de modo que se considera un aumento en la relación de Poisson a un 0.5. Esto puede ser aceptable para las características de deformación; sin embargo, hay un problema con respecto a la transferencia de las fuerzas de tracción en la dirección transversal, ya que las tensiones deberían ser nulas al liberarse con el desarrollo de las fisuras (Tagel-Din, 2009).

Como se ha visto anteriormente, el FEM trae consigo muchas limitaciones, por lo tanto, requiere de modificaciones adicionales para poder aplicarse a un análisis de colapso progresivo. Diversas técnicas y modelos han sido desarrollados por investigadores para mejorar la eficiencia que te brinda el método de los elementos finitos convencional. Estas técnicas son: *Vector Form Intrinsic Finite Element Method* (VFIFE), *Adaptively Shifted Integration Technique* (ASI), entre otras. Para esto, se tiene un gran número de softwares comerciales, los cuales pueden ser usados para el análisis dinámico del colapso, como: LS-DYNA y el Open Sees Program. Este último software implementó en su plataforma los modelos: *Mehanny-Deierlein model* y *Ibarra-Krawinkler deterioration model* (AlHafian, 2013).

Se han desarrollado también muchos métodos de análisis discretos, algunos de ellos son: *Distinct Element Method* (DEM), *Modified Distinct Element Method* (MDEM), *Extended Distinct Element Method* (EDEM), entre otros más. Estos métodos son capaces de simular las grietas y todo el mecanismo de falla durante el proceso de análisis; sin embargo, requieren de tiempo y un modelado detallado. Además, son menos precisos que el FEM a una pequeña etapa de deformación, por lo que tienen una exactitud cuestionable.

En este capítulo se ha dado a conocer la importancia del colapso progresivo, su tipología, mecanismos de falla, los eventos desencadenantes, así como las limitaciones que existen en el método FEM para su análisis. En los últimos años, se ha creado y estudiado un método único y original que combina las ventajas de los métodos mencionados, resultando más eficiente para el análisis del colapso progresivo. Este método es el AEM (Figura 21), cuya teoría y aplicación se detallará en el capítulo 2.

Figura 21. Ejemplo de simulación entre el AEM (izquierda) y el FEM (derecha)



Nota. Adaptado de Kiakojouri et al (2020).

Capítulo 2

Applied Element Method y Extreme Loading for Structures

El presente capítulo tiene como objetivo brindar al lector información de manera conjunta acerca de la metodología Applied Element Method (AEM) y su aplicación a través de la configuración del software Extreme Loading for Structures (ELS). Es importante tener noción de dicha información ya que actualmente en el campo estructural existen también otras herramientas tecnológicas y metodologías, que han sido desarrolladas por otros autores para simular el comportamiento estructural de diversos sistemas frente a situaciones de falla que se pueden presentar, incluyendo el colapso progresivo. Aquello, podría llevar a confundir al lector, el cual podría encontrar alguna similitud entre el ELS o AEM con alguna de dichas herramientas o metodologías.

En ese sentido, en este apartado específicamente se establecen las particularidades más resaltantes del AEM y del software ELS. Para ello, se desarrolla primero una breve introducción acerca del origen de dicha innovación computacional. Cabe resaltar que aquí no se hace alguna comparación o contraste con algún otro método o software. Segundo, teniendo en cuenta una información breve acerca del origen del AEM y descripción general, se pasa a desarrollar un aspecto más técnico de la simulación. Se busca explicar cómo es que la representación de todo un sistema puede darse a través de la división de los elementos estructurales en elementos de volumen mucho más pequeños. Estos últimos, unidos entre sí, transfieren esfuerzos a través de resortes normales y cortantes que tienen ciertas propiedades que les permite mantener la conectividad de todo el sistema. En tercer lugar, se desarrollan los modelos constitutivos de los materiales, específicamente del concreto y acero, que al combinarse dan como resultado lo que se conoce como concreto reforzado. En este punto, se explica un poco acerca de los modelos que se tienen individualmente para cada material por separado, tal cual nos lo muestra el manual teórico del ELS. Además, se explica de manera resumida el comportamiento de las curvas de los modelos que vienen idealizadas por fórmulas que se muestran con sus respectivos parámetros. Dentro de este espacio de materiales, también se incluye información acerca de cómo la albañilería (bloque de concreto + mortero) se emplea por el software ELS para poder ser simulada. Cabe mencionar que, buena parte de la información que se expone a continuación se ha tomado del Manual Teórico del ELS (2004), documento base que es dado por el *Applied Science International* (ASI), el cual se

encuentra en la bibliografía de la presente investigación. Esto, por si el lector desea ampliar su campo de conocimiento acerca del software ELS y la metodología AEM.

2.1 Origen del método

El método de elementos aplicados conocido como *Applied Element Method* (AEM), se desarrolló en la Universidad de Tokio por los doctores Tagel-Din y Kimiro Meguro, con el fin de analizar y visualizar la respuesta de estructuras bajo condiciones de carga extremas. Dicha investigación sobre AEM inició desde 1995. Desde entonces se han realizado y publicado pruebas de validación e investigaciones que buscan presentar los avances de esta metodología. Dentro de estos, tenemos temáticas relacionadas a la separación automática de elementos, detección automática del contacto de elementos, modelado de elementos realistas y mallado simplificado de súper elementos. Es así como en la actualidad AEM es empleado por instituciones en campos donde es crucial el análisis y visualización de estructuras bajo condiciones de carga extremas. Tenemos, por ejemplo, la ingeniería sísmica, evaluación de vulnerabilidades, demolición, análisis de voladuras e ingeniería de rocas (Bakeer, 2009).

2.2 Descripción general

AEM permite que cada componente estructural que conforma un sistema pueda ser separado en elementos que, a través de resortes cortantes y normales, transfieren esfuerzos en los puntos de contacto. Gracias a esto, se es capaz de rastrear automáticamente el inicio y la propagación del agrietamiento, la separación de elementos y las colisiones secundarias que ocurren antes de que los elementos se detengan.

Como atributos destacables de la metodología AEM se tienen el modelado, la programación simple y la alta precisión de los resultados con un tiempo de *Central Processing Unit* (CPU) relativamente corto. Al emplear AEM, el comportamiento estructural se puede llevar a cabo desde la aplicación de la carga inicial, hasta el momento en donde se inicia la fisura, incluso hasta su propagación. También se produce la separación de los miembros estructurales hasta su colapso total o parcial, todo esto en un tiempo razonable, precisión confiable y modelos de materiales relativamente simples. Con este método la estructura se modela virtualmente como un conjunto de pequeños elementos, conectados por resortes normales y cortantes que se colocan en interfaces y se distribuyen alrededor del área superficial del elemento. Dichos resortes representan totalmente los esfuerzos y deformaciones de un determinado volumen de los elementos estudiados. En cuanto a la modelación de sistemas con mampostería, cada unidad de albañilería está representada por un conjunto de elementos, entre estos se colocan juntas de mortero en las superficies de contacto correspondientes. Una desventaja para modelar la albañilería con ELS es que no hay flexibilidad para modelar geometrías irregulares como quizá podría tenerse en el método de elementos finitos (Bakeer, 2009).

2.3 Teoría básica detrás del AEM

Se tienen algunos conceptos de teoría básica que buscan informar al lector acerca de cómo AEM trabaja para poder obtener como fin la simulación de una estructura en particular. Dichos conceptos que son expuestos principalmente por el manual del software buscan ser comprensibles para todo usuario que desarrolle curiosidad por el mismo. Algunos conceptos interesantes y asimilables por todo usuario se encuentran relacionados a la conectividad de los elementos. Dichos elementos son los que componen en su conjunto todo un edificio o sistema a través del uso de resortes, los cuales varían sus características dependiendo del material que es otorgado.

Existen también algunos conceptos de carácter más técnico que demandan estar familiarizado con la terminología relacionada al campo estructural de la Ingeniería Civil, del software y de la metodología AEM en sí. Aun con ello, este apartado busca desarrollar convenientemente la información que esté al alcance de todo lector, sin profundizar en aquellos conceptos que podrían llevar a confusión. Conceptos como los grados de libertad y formulaciones que idealizarían el comportamiento del colapso progresivo son tratados con brevedad, rescatando lo más interesante para poder comprender el funcionamiento general del software a través de AEM. Asimismo, conceptos como matriz de masa, amortiguamiento y rigidez, vectores de incremento de carga aplicada y vectores de carga residual, colisión de elementos también han sido abreviados. El profundizar en la complejidad de dichos términos escapa del objetivo de este estudio, que se enfoca en introducir principalmente al lector nociones básicas acerca del funcionamiento del software ELS que emplea AEM.

2.3.1 Conectividad de resorte

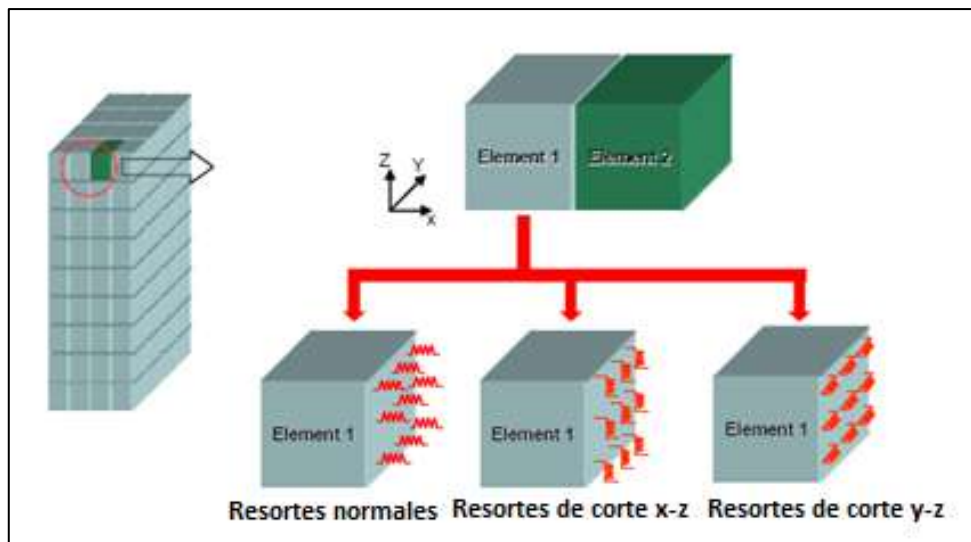
Los elementos que emplea la metodología AEM se encuentran conectados entre sí a través de una serie de resortes que conectan las caras de los elementos adyacentes. El software ELS genera automáticamente estos resortes, los cuales son importantes, primero porque representan la continuidad entre los elementos. En segundo lugar, son esenciales porque los resortes reflejan las propiedades de los materiales. Las deformaciones, tensiones y criterios de falla se calculan y estiman utilizando estos resortes (*Applied Science International*, 2004).

2.3.1.1 Matriz de resortes. Se le conoce como a aquellos resortes que conectan dos elementos adyacentes y que representan el material estructural principal. Por ejemplo, al resolver una estructura de concreto armado, esos resortes representan la parte del concreto; al resolver una estructura de acero, estos representan la parte de acero y así sucesivamente (Figura 22). Como se dijo anteriormente, estos resortes adoptan el

tipo de material y propiedades definidas en el ELS Modeler³. Cuando la deformación normal promedio entre dos caras adyacentes alcanza la deformación de separación en ELS, los resortes entre ellas se eliminan y los dos elementos se comportan como dos cuerpos rígidos separados para el resto del análisis. Aún si estos mismos dos elementos entraran en contacto nuevamente, se comportarían también como la interacción entre dos cuerpos rígidos separados (*Applied Science International*, 2004).

Existen ciertas condiciones, las cuales son importantes conocer para no tener problemas de pérdida de continuidad entre elementos. El usuario debe tener en cuenta que, para generar los resortes entre caras, las caras deben estar exactamente compartiendo un plano en común. Por ello, previamente a la simulación de la geometría de un sistema estructural, se debe verificar que todas las caras compartan exactamente el mismo plano con tolerancia mínima o nula. De lo contrario es posible que no se generen resortes en las caras de conexión. Esto se muestran en la Figura 23 (*Applied Science International*, 2004).

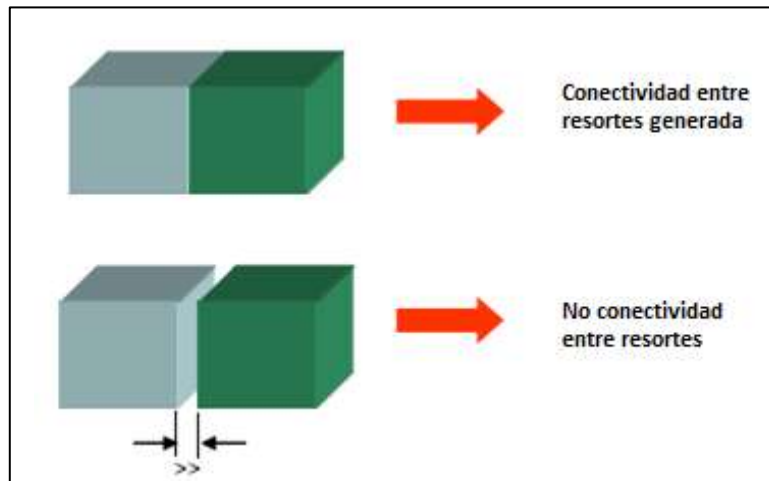
Figura 22. Conectividad de matriz de resortes



Nota. Adaptado de *Applied Science International* (2004).

³ ELS Modeler es una Interfaz del software general ELS donde solo puedes crear el sistema estructural con sus respectivas propiedades y colocar el tipo de carga a la que estará sometida la misma, pero no puedes correr el programa para obtener o ver resultados, esto se realiza en ELS solver.

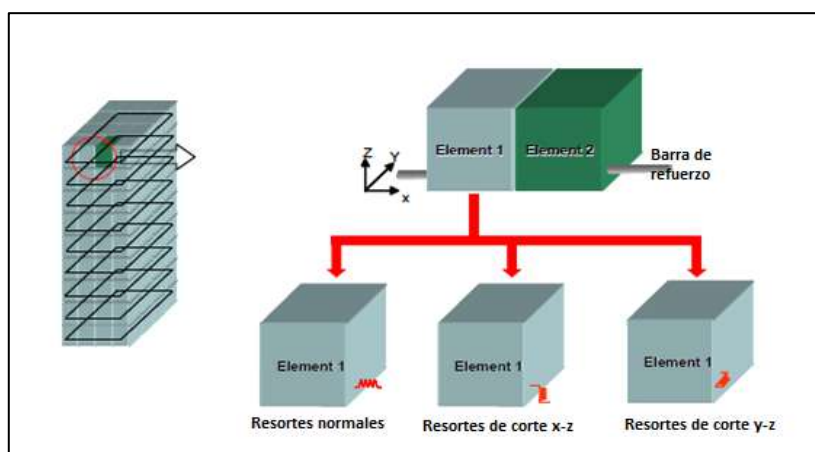
Figura 23. Precauciones necesarias para asegurar la creación de la matriz de conectividad



Nota. Adaptado de *Applied Science International* (2004).

2.3.1.2 Resortes de refuerzos. Por su lado, los resortes de refuerzo son los que representan barras de acero de refuerzo como se muestra en la Figura 24. Los resortes de refuerzo representan las propiedades del material, la ubicación exacta y las dimensiones de las barras de refuerzo. De manera similar a la matriz de resortes, se utilizan tres resortes para representar todos los componentes de fuerza posibles que se establecen en la intersección de la barra de refuerzo y el límite del elemento. El resorte normal toma la dirección de la barra de refuerzo independientemente de la dirección de la cara del elemento. Los otros dos resortes representan el comportamiento de la barra de refuerzo en las direcciones cortantes (*Applied Science International*, 2004).

Figura 24. Resortes de refuerzo



Nota. Adaptado de *Applied Science International* (2004).

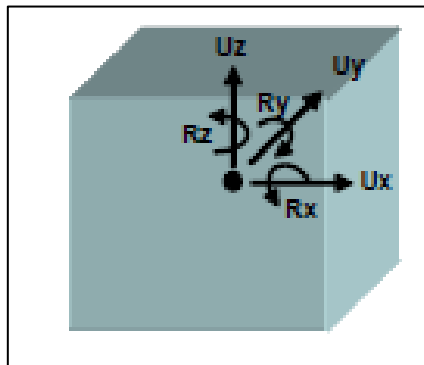
2.3.2 Formulación del AEM para el colapso

El colapso parcial o total de una estructura generaría como consecuencia un comportamiento dinámico de la misma. En esa línea, se plantea una formulación que

ayudaría a entender de manera simplificada dicho comportamiento. Al tratarse de todo un sistema el que se ve involucrado en dicho evento de movimiento, es necesario entender de qué manera cada porción de volumen que conforman un elemento hace un aporte al comportamiento final del sistema. Por ello el planteamiento de las matrices escalares de masa, amortiguamiento y rigidez resulta interesante en este espacio, ya que como se verá más adelante, estas serán las que acompañarán a los incrementos de aceleración, velocidad y desplazamiento que deben ser resueltos haciendo una igualdad a los correspondientes vectores: incremento de carga aplicada y de carga residual. Como se mencionó anteriormente, dichos conceptos han sido desarrollados buscando la mejor comprensión del lector acerca de la descripción detallada y para mayor profundidad conceptual de los mismos podrá ser encontrada en el manual teórico correspondiente al ELS y en la investigación de AlHafian (2013).

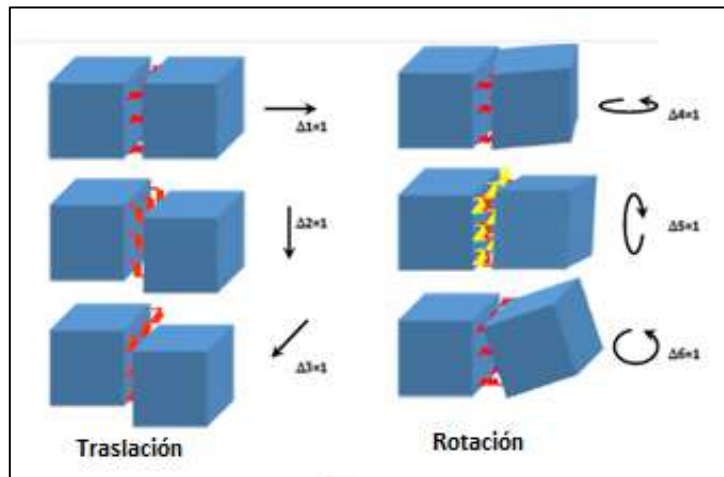
2.3.2.1 Matriz de rigidez global. La metodología AEM emplea 6 grados de libertad en cada elemento donde 3 son de traslación y 3 de rotación. El propio peso se aplica arbitrariamente en la dirección X, Y o Z. La representación se visualiza en la Figura 25 (*Applied Science International*, 2004).

Figura 25. Grados de libertad



Nota. Adaptado de *Applied Science International* (2004).

La matriz de rigidez de cada elemento se fórmula aplicando individualmente los desplazamientos unitarios en los seis grados de libertad, calculando las fuerzas generadas en los resortes de superficie e integrando esas tensiones para calcular las fuerzas del elemento en las direcciones de los grados de libertad como se ilustra en la Figura 26 (*Applied Science International*, 2004).

Figura 26. Formulación de la matriz de rigidez

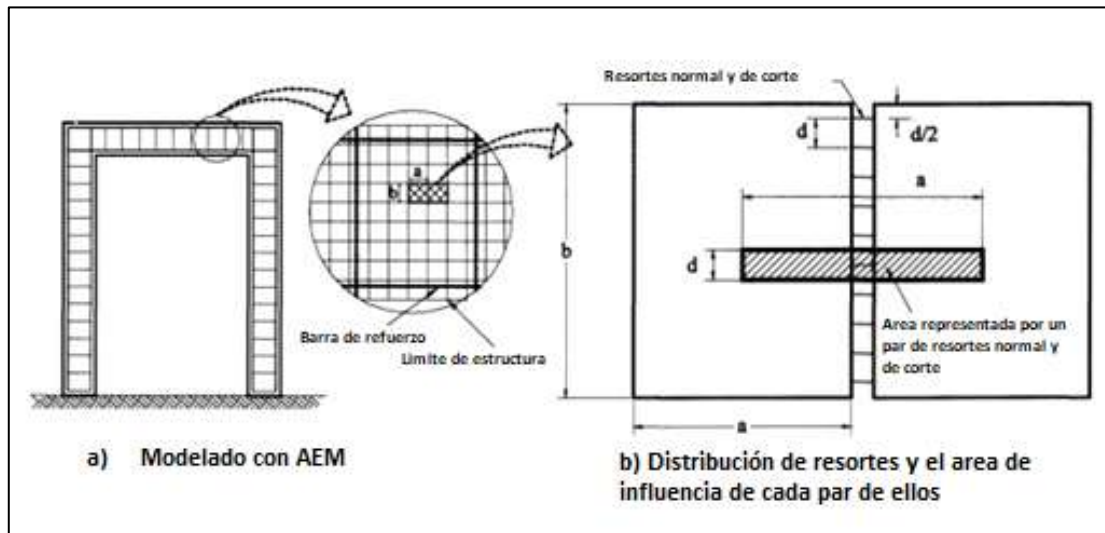
Nota. Adaptado de *Applied Science International* (2004).

La Ecuación 1 y la Ecuación 2 definen la rigidez de cada elemento y estas a su vez conforman la matriz de rigidez.

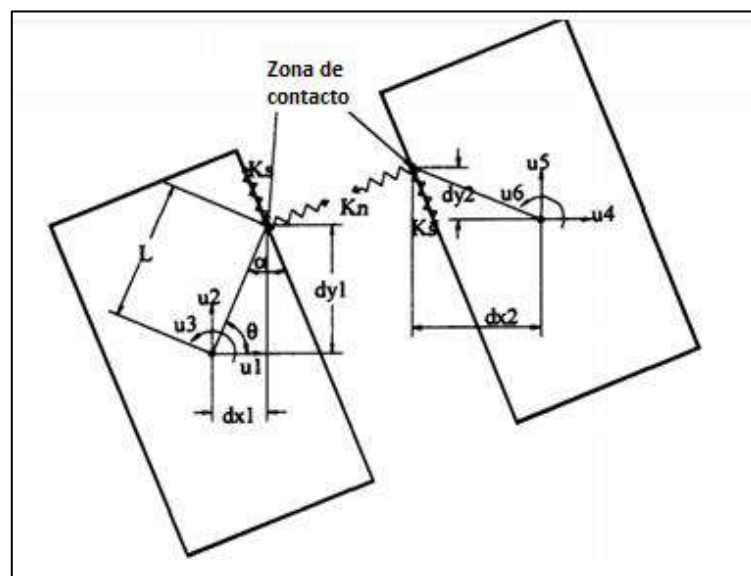
$$K_n = \frac{E \cdot d \cdot T}{a} \quad \text{Ecuación 1}$$

$$K_s = \frac{G \cdot d \cdot T}{a} \quad \text{Ecuación 2}$$

Si observamos la Figura 27 y la Figura 28 notamos que la “d” representa la distancia entre resortes, “T” el grosor del elemento, “a” una de las dimensiones del área representativa, “E” es el módulo de Young del material y “G” el módulo de corte del material. Cada resorte representa la rigidez de un volumen de las dimensiones d, a y t. Los subíndices “n” y “s” indican tensión normal y corte respectivamente. Al aplicar un desplazamiento unitario a un solo grado de libertad mientras que el resto se mantiene fijo, se producen los componentes de la matriz de rigidez en cada resorte. La matriz de rigidez global, K, se encuentra al sumar las contribuciones de todos los resortes en el sistema (Meguro & Tagel-Din, 2000).

Figura 27. Modelado de la estructura en AEM

Nota. Adaptado de Meguro & Tangel-Din (2000).

Figura 28. Forma del elemento, ubicación de contacto y grados de libertad

Nota. Adaptado de Meguro & Tangel-Din (2000).

2.3.2.2 Matriz de masa. La masa de un cuerpo rígido en AEM, se concentra en el centro de gravedad de los elementos, siendo estos relativamente pequeños. Dicho efecto de concentrar la masa en un punto es similar al de distribuir la masa en todo el conjunto. El añadir la matriz de masa a la matriz de rigidez en el análisis dinámico previene la aparición de una matriz de singularidad, especialmente cuando existe separación de elementos. Por el lado del análisis estático, la separación es permitida debido a la ausencia de esta matriz de masa (AlHafian, 2013).

2.3.2.3 Matriz de amortiguamiento. Al alcanzar una estructura de concreto armado un comportamiento no lineal, el amortiguamiento interior se muestra de las siguientes maneras: agrietamiento, disipación de energía por carga y descarga de los resortes en compresión, descarga de las barras de acero después de la etapa de fluencia y fricción entre elementos por el contacto. Todo lo anterior se considera automáticamente usando el AEM. Para el estado elástico de un material, el amortiguamiento externo debe cumplir las funciones de amortiguamiento antes dichas. Entonces, la matriz de amortiguamiento es una proporción de la matriz de masa, esto se puede apreciar en la Ecuación 3. Aquí, “ ξ ” es el coeficiente de amortiguamiento, “ w ” representa la frecuencia natural del primer modo de vibrar, “[M]” es la matriz de masa y “[C]” la matriz de amortiguamiento (AlHafian, 2013).

$$[C] = 2\xi w[M] \quad \text{Ecuación 3}$$

2.3.2.4 Formulación del análisis de colapso. La ecuación dinámica que se emplea para el comportamiento de la estructura es la que se representa en la Ecuación 4.

$$[M]\Delta\ddot{u} + [C]\Delta\dot{u} + [K]\Delta u = \Delta f(t) + R_M + R_G \quad \text{Ecuación 4}$$

Siendo “[M]” la matriz de masa, “[C]” la matriz de amortiguamiento, “[K]” la matriz de rigidez global, “ $\Delta\ddot{u}$ ” es el incremento de aceleración, “ $\Delta\dot{u}$ ” el incremento de velocidad y “ Δu ” el incremento de desplazamiento. $\Delta f(t)$ representa el vector de incremento de carga aplicada, “ R_M ” es el vector de carga residual debido al agrietamiento o incompatibilidades entre el esfuerzo y la deformación de resortes, también toma en cuenta el efecto del comportamiento no lineal. “ R_G ” es el vector de carga residual debido a cambios de geometría (AlHafian, 2013).

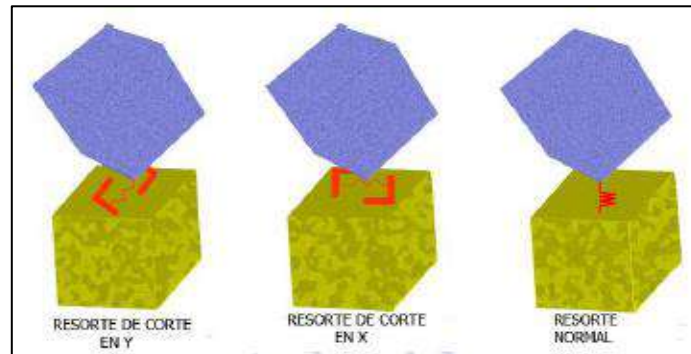
Esta ecuación dinámica es resuelta a través del *Dynamic Step by Step Newmark-Beta Time Integration Procedure*, algoritmo que es numéricamente estable. En este algoritmo las fallas y la separación de elementos no generan singularidades en el análisis dinámico, ya que, al añadirse la matriz de masa a la matriz de rigidez, esta última resulta en una matriz definida positiva (AlHafian, 2013).

2.3.3 Colisión de elementos

Una de las principales características del software ELS que aplica AEM, es que detecta automáticamente la colisión o el contacto entre elementos. El usuario no está obligado a predecir dónde o cuándo ocurrirá el contacto, ya que los elementos pueden entrar de manera automática en contacto y separarse, nuevamente volver a tener contacto con otros elementos, y así sucesivamente sin que el usuario este interviniendo. En esa línea, los tipos de contactos existentes son tres. El primero es el contacto de esquina de elemento a elemento que se visualiza en la Figura 29, donde se aprecia que la esquina

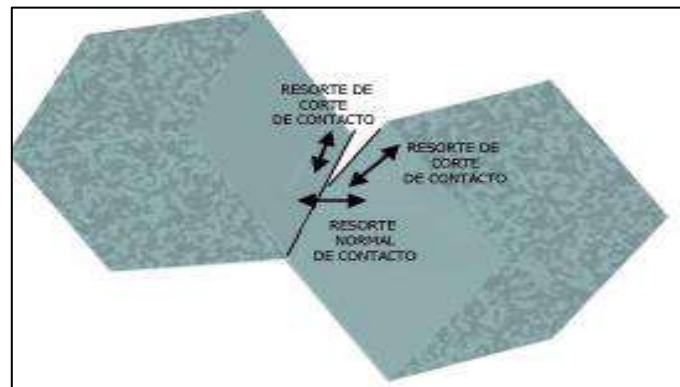
de un elemento interactúa con la cara de otro elemento. Cabe mencionar que también es posible que dos o más esquinas entren en contacto con las caras de otros elementos diferentes. El segundo contacto denominado borde de elemento a borde de elemento se observa en la Figura 30, donde claramente se aprecia, por ejemplo, un contacto entre bordes de dos elementos. Por último, se tiene el contacto de esquina de elemento a suelo que se aprecia en la Figura 31, este tipo de contacto es muy similar al primer contacto mencionado, sin embargo, el contacto se realiza entre el elemento y el mínimo valor del plano Z que representa el suelo (*Applied Science International*, 2004).

Figura 29. Contacto – Esquina de elemento a elemento

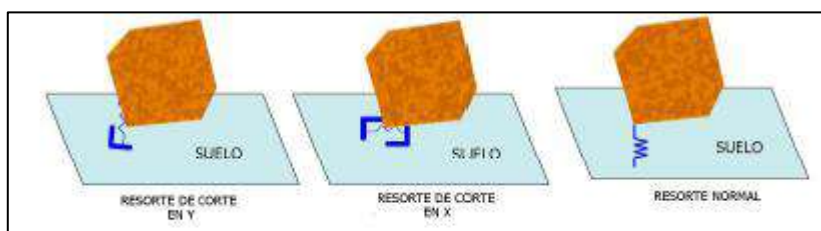


Nota. Adaptado de *Applied Science International* (2004).

Figura 30. Contacto – Borde de elemento a borde de elemento



Nota. Adaptado de *Applied Science International* (2004).

Figura 31. Contacto – Esquina de elemento a suelo

Nota. Adaptado de *Applied Science International* (2004).

2.4 Modelos constitutivos de los materiales en ELS

Una de las partes importantes a considerar en la simulación de una estructura son los modelos constitutivos que idealizan el comportamiento de los materiales. Ello, porque el aporte de dichos modelos se reflejará al momento de la modelación y obtención de los resultados, en los cuales se verifica la similitud que logran alcanzar los mismos frente a lo que verdaderamente sucede o sucedería en la realidad. Es por esto por lo que el manual teórico del ELS nos recalca principalmente los modelos constitutivos que se utilizan para idealizar el material concreto y acero, que juntos conforman el concreto armado. Para el concreto se tiene un modelo que idealiza el comportamiento de este bajo ciclos de esfuerzos axiales planteado como modelo de compresión de Maekawa y también se aborda el modelo que sigue dicho material en cuanto a esfuerzos cortantes. En ambos casos, el enfoque se da tanto para la etapa sin agrietar y después del agrietamiento. En el caso del acero, se resalta primordialmente la utilización de las envolventes de tensión y compresión, además del modelo cíclico uniaxial cuyos autores principales de su desarrollo fueron Menegotto y Pinto.

2.4.1 Modelo de Maekawa para el concreto

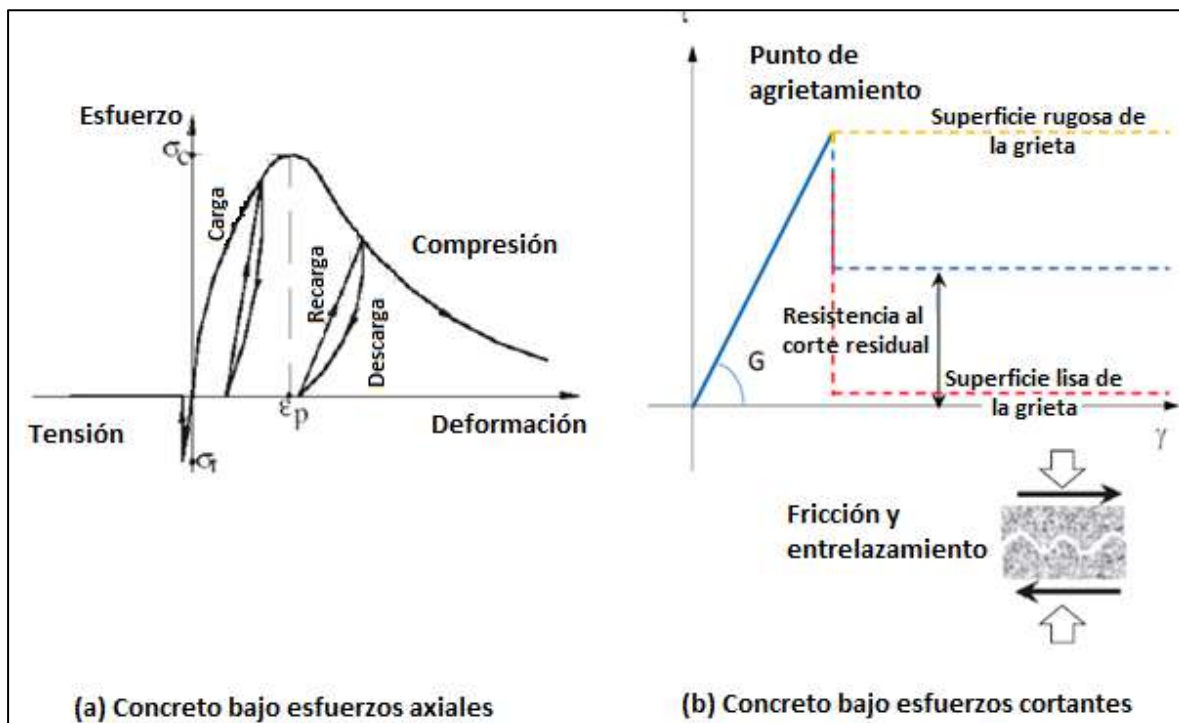
Una de las propiedades mecánicas por la que se conoce normalmente al concreto, es su buena capacidad que tiene para resistir carga en compresión, lo cual se aprovecha en múltiples ocasiones en la construcción de diversos sistemas estructurales. Sin embargo, en contraste con lo anterior, la situación cambia cuando se involucra cargas de tracción. Estas podrían llevar a cabo más rápido la falla del concreto, si es que este se encontrara solo. En comparación con la magnitud de su resistencia a la compresión, la resistencia a tracción suele ser mucho menor, en ocasiones esta última podría hasta depreciarse. Es por ello por lo que comúnmente, en la mayoría de los casos se requiere de otro material como el acero, que al utilizarse en conjunto con el concreto se obtiene lo que se conoce como concreto reforzado, donde la ductilidad del acero brinda a esta nueva vinculación la capacidad de resistir mejor los esfuerzos generados por la tracción.

Si bien el concreto reforzado como tal combina el concreto con el acero, en este apartado trataremos información relacionada solamente al concreto por sí solo. Para poder estudiar dicha combinación de materiales el software ELS plantea modelos

constitutivos por separado tanto para el concreto como para el acero. En este caso se brindará información al lector sobre lo primero, específicamente haciendo referencia al modelo constitutivo del concreto planteado por Maekawa.

El concreto como material podría encontrarse en la situación de responder frente a cargas que generen esfuerzos uniaxiales. Sin embargo, no hay que dejar de lado que los esfuerzos a darse en este material podrían ser también de tipo cortantes. En ese sentido, el manual teórico del ELS nos muestra en su sección *concrete models*, figuras que representan el comportamiento del concreto bajo esfuerzos uniaxiales y cortantes, lo que se visualiza en la Figura 32 (a) y Figura 32 (b). La Figura 32(a) corresponde al modelo de compresión de Maekawa, en el cual son tres valores que se emplean para definir la envolvente para los esfuerzos y deformaciones de compresión: el módulo de Young inicial, el parámetro de fractura y la deformación plástica compresiva. El parámetro de fractura representa la extensión del daño interno del concreto, mientras que la deformación plástica representa el nivel de deformaciones plásticas residuales en compresión (*Applied Science International*, 2004).

Figura 32. Modelo constitutivo para el concreto usado en el ELS

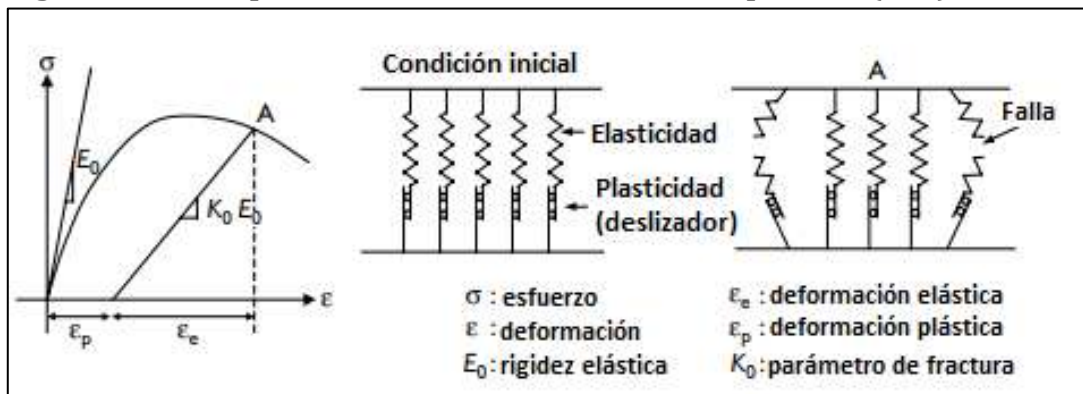


Nota. Adaptado de *Applied Science International* (2004).

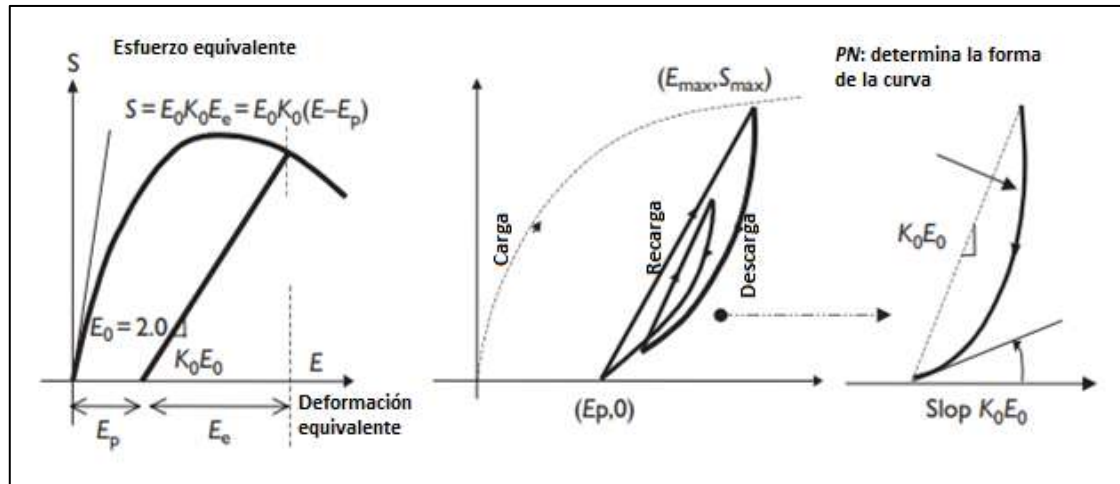
Para concreto agrietado y sin agrietar que se encuentra bajo compresión, se adopta el modelo Maekawa. Un modelo constitutivo dependiente de la trayectoria, como se observa en la Figura 32(a). Este modelo elastoplástico y de fractura permite una representación conveniente de las condiciones de carga, descarga y recarga (AlHafian, 2013).

Maekawa, Pimanmas y Okamura (2003), mencionan que para modelar el comportamiento del concreto antes de que se produzca agrietamiento se emplea el modelo de fractura elasto-plástico (EPF, por sus siglas en inglés). Este, idealiza el concreto sin grietas como una combinación de plasticidad y fractura continua, que representa respectivamente la deformación permanente y la pérdida de absorción de energía de deformación elástica. Dicho concepto básico del modelo EPF se muestra en la Figura 33, en donde el concreto se encuentra representado por un conjunto de varios microelementos conectados en paralelo. Cada uno de ellos se compone de un resorte elástico y de un deslizador que se conectan en serie. El resorte elástico representa el mecanismo de soporte de tensión interna y la capacidad de absorción de energía, mientras que el deslizador representa la deformación plástica permanente. En este caso, se presenta el modelo desarrollado en el plano en una versión simplificada, mencionando al lector que el modelo EPF tridimensional completo original se encuentra a mayor detalle en el capítulo 9 del libro *Nonlinear mechanics of reinforced concrete*. A modo de simplificación, los autores introdujeron indicadores escalares de tensión y deformación en el plano como una proyección bidimensional de invariantes tridimensionales de tensores, de donde se formula una relación esfuerzo vs deformación equivalente a la que se tiene en la Figura 33 (Maekawa, Pimanmas, Okamura, 2003).

Figura 33. Concepto del modelo de fractura elasto-plástico (EPF)



Nota. Adaptado de Maekawa et al. (2003).

Figura 34. Formulación de EPF y modelamiento cíclico de histéresis

Nota. Adaptado de Maekawa et al. (2003).

En la Figura 34, se muestra que la dependencia de la trayectoria no lineal se considera al modelar las trayectorias de descarga y recarga para tener en cuenta la absorción de energía bajo carga cíclica. La curva de descarga se expresa como una función polinomial que conecta el punto donde comienza la descarga con el punto “Ep, 0”. La forma de la función polinomial depende de los parámetros pendiente y “PN”, como se puede visualizar en la Figura 34. La curva de recarga se especifica como la línea recta que conecta el punto donde comienza la recarga con el punto de tensión-deformación equivalente máxima pasada “Emax, Smax”. En este modelo, los puntos de descarga y recarga no se utilizan como parámetros dependientes de la trayectoria, por lo que el espacio para registrar la dependencia de la ruta es constantemente pequeño independientemente del número de ciclos que el concreto experimente en su historia de carga. En los resultados experimentales, la trayectoria de la envolvente compresiva muestra claramente no linealidad. Esto se incluye en el modelo actual. Aun así, cuando el concreto se invierte en la región de tracción, la no linealidad no es obvia. Por ende, se adopta un comportamiento lineal para dicha tensión inversa. Sin embargo, el experimento indicó una reducción de la rigidez, que se debe a la continua compresión anterior. La rigidez de tracción reducida se obtiene multiplicando el parámetro de fractura por la rigidez elástica inicial del concreto. El significado de los parámetros mencionados en este párrafo se detalla más adelante luego de las fórmulas que se plantearán a continuación (Maekawa et al., 2003).

Las fórmulas que se involucran en este comportamiento son las siguientes:

$$\{\sigma\} = \frac{E^*}{1-\nu^{*2}} \begin{pmatrix} 1 & \nu^* & 0 \\ \nu^* & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu^*}{2} \end{pmatrix} \{\varepsilon_{ed}\} \quad \text{Ecuación 5}$$

Donde $\{\varepsilon_{ed}\} = \{\varepsilon\} - \{\varepsilon_p\}$

$$E^* = \left(\frac{f'_c}{\varepsilon'_0} \right) \cdot \left(\frac{S}{E_{ed}} \right) \frac{E_{ed}}{(S_E(\varepsilon_m, \gamma_d))_{\varepsilon_{ed}}}$$

$$E_{ed} = \sqrt{\left(\left(\frac{0.62}{\varepsilon'_0} \varepsilon_m \right)^2 + \left(\frac{0.98}{\varepsilon'_0} \gamma_d \right)^2 \right)_{(\varepsilon_{ed})}}$$

$$S_E(\varepsilon_m, \gamma_d) = \sqrt{\left(\frac{0.60}{\varepsilon'_0(1+v^*)} \varepsilon_m \right)^2 + \left(\frac{1.30}{\varepsilon'_0(1+v^*)} \gamma_d \right)^2}$$

$$\varepsilon_m = \frac{\sqrt{2}}{2}(\varepsilon_1 + \varepsilon_2), \gamma_d = \frac{\sqrt{2}}{2}(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)$$

$$v^* = v_0 \quad E_{max} \leq 0.5$$

$$v^* = v_0(1.8(E_{max} - 0.5) + 1.0) \quad E_{max} > 0.5$$

- $\{\sigma\}$: Vector de esfuerzo del concreto. S : Esfuerzo equivalente.
 $\{\varepsilon\}$: Vector de deformación. f'_c : Resistencia a la compresión uniaxial.
 $\{\varepsilon_p\}$: Vector de deformación plástica. ε'_0 : deformación de compresión uniaxial en f'_c .
 $\{\varepsilon_{ed}\}$: Vector de deformación elástica asumido.
 E^* : Rigidez reversible.
 v^* : Relación de Poisson reversible. $v_0=0.17, v^* < 0.5$.
 $\varepsilon_1, \varepsilon_2$: Principales deformaciones de la elasticidad asumida denotada por $\{\varepsilon_{ed}\}, \varepsilon_1 > \varepsilon_2$

La formulación anterior es conveniente ya que se emplea una sola Ecuación 5 la cual es aplicable a todas las condiciones de carga, incluidas la carga, descarga y recarga. El esfuerzo equivalente “S” y la rigidez “E*” para cada etapa de comportamiento se calcula como sigue:

(A) Condición de carga: $E_{ed} > E_{max}$

$$S = K_0 E_0 E_e$$

$$K_0 = K_0(E_{max}) = \exp\{-0.73E_{max}(1 - \exp(-1.25E_{max}))\}$$

$$E_e = \frac{20}{7} \{1 - \exp(-0.35E_{max})\}$$

$$E_{max} = E_{ed} + E_p$$

(B) Condición de recarga: $E_{ed} > E_{max}$ y $E_{ed} \geq E_{e0}$

$$S = S_0 + (S_{max} - S_0) \frac{(E_{ed} - E_{e0})}{(E_{e max} - E_{e0})}$$

(C) Condición de descarga: $E_{ed} > E_{max}$ y $E_{ed} \geq E_{e0}$

$$S = K_0 E_0 E_{ed} \alpha$$

$$\alpha = slop + \left(\frac{S_0}{K_0 E_0 E_{e0}} - slop \right) \left(\frac{E_{ed}}{E_{e0}} \right)^{PN}$$

$$K_0 = K_0(E_{max}) = \exp\{-0.73 E_{max} (1 - \exp(-1.25 E_{max}))\}$$

$$E_{max} = E_{emax} + E_p$$

(D) Carga de tensión después de la compresión $E_d < E_p$

$$S = K_0 E_0 E_{ed} \quad K_0 = K_0(E_{max}) = e^{-0.73 E_{max} (1 - e^{-1.25 E_{max}})}$$

K_0 : Parámetro de fractura

E_p : Deformación plástica

E_0 : Coeficiente=2.0

S_0 : Esfuerzo equivalente actual

E_e : Deformación elástica equivalente.

E_{e0} : Deformación elástica equivalente actual

E_{ed} : Def. elástica equivalente asumida

$slop$: Parámetro de descarga = K_0^2

S_{max} : Esfuerzo equivalente máximo

PN : Parámetro de descarga = 2.0

E_{max} : Deformación equivalente máxima E_d : Deformación total equivalente

$E_{e max}$: Deformación elástica equivalente máxima

En cuanto al modelo del concreto agrietado, después de las fisuras que se presentan en el concreto mismo, el comportamiento se vuelve anisotrópico. Es decir que sus propiedades mecánicas varían en diferentes direcciones a lo largo de la grieta. Por lo tanto, se emplea un sistema de coordenadas como referencia para que se apliquen las leyes constitutivas correspondientes. Estas leyes, incluyen transferencia de esfuerzo normal y paralelo al eje de la grieta y un modelo de transferencia de cortante, a lo largo de la interfaz de esta misma. Las entradas para las leyes constitutivas son la deformación normal promedio en la dirección normal y paralela a la grieta, la deformación cortante

promedio a lo largo de la interfaz de la grieta y los parámetros dependientes de la trayectoria necesarios que representan el historial de carga (Maekawa et al., 2003).

Por su lado, para referirnos al comportamiento del concreto bajo esfuerzos cortantes que nos muestra el ELS, si se observa la Figura 32(b) se supone que la relación entre el esfuerzo y la deformación cortantes permanece lineal hasta el agrietamiento del concreto. Cuando los esfuerzos del concreto alcanzan el límite de resistencia como el que se muestra en la Figura 35, el concreto se considera agrietado. En este caso, la resistencia al corte de un material quebradizo se define como la resistencia del material cuando se somete a corte puro. Es decir, cuando las fuerzas normales son cero. Si el material está sujeto a combinaciones de esfuerzos normales de compresión y esfuerzos cortantes, la falla del material sigue la envolvente de falla de Mohr-Coulomb (Figura 35) y se cumple la Ecuación 6 (*Applied Science International*, 2004).

$$\tau = \tau_0 + \mu\sigma \quad \text{Ecuación 6}$$

τ = resistencia al corte bajo fuerzas normales y de corte acopladas

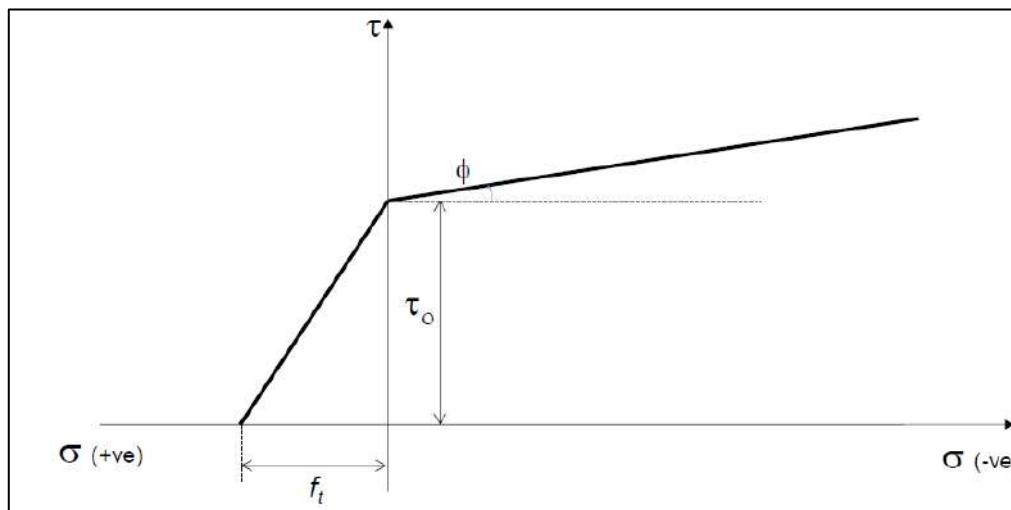
τ_0 = resistencia al corte bajo corte puro, cohesión (valor de entrada)

μ = coeficiente de fricción = $\tan(\phi)$

ϕ = ángulo de fricción interna (valor de entrada)

σ = esfuerzos normales de compresión

Figura 35. Envolvente de falla para esfuerzos combinados de cortante y normales



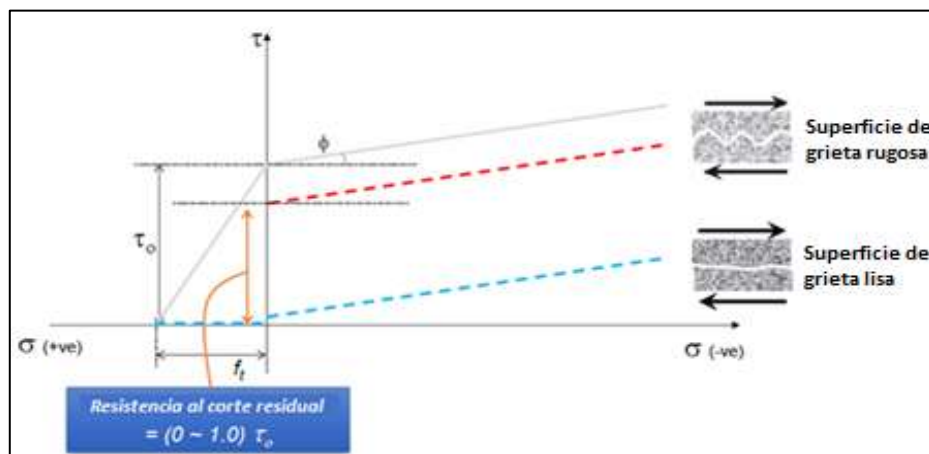
Nota. Adaptado de *Applied Science International* (2004).

Si el material se somete a esfuerzos normales de tensión, se supone que la envolvente de falla es lineal con una resistencia normal límite " f_t " cuando la fuerza de

corte es cero. Esto se muestra también en la Figura 35 (*Applied Science International*, 2004).

Para el concreto en tracción, ambos esfuerzos tanto normales como cortantes descienden a cero. Sin embargo, para el concreto comprimido, el valor del esfuerzo cortante está limitado a un cierto valor que depende de los esfuerzos compresivos tal y como se muestra en la Figura 36. La relación esfuerzo cortante vs deformación cortante sigue la curva que se muestra en la Figura 32(b). El nivel de caída de los esfuerzos cortantes depende de la trabazón del agregado y la fricción en la superficie de la grieta, además de estar definido por el factor de resistencia al cortante residual.

Figura 36. Fuerza cortante residual



Nota. Adaptado de *Applied Science International* (2004).

De este factor de resistencia al corte residual, se sabe que después del agrietamiento de un material quebradizo, el esfuerzo cortante transferido a la superficie de la grieta se ve muy afectado por dicha superficie y por los esfuerzos normales que actúan sobre esta. Cuando la superficie de la grieta se somete a esfuerzos de compresión, la transferencia de corte es de un valor bastante considerable para la superficie de la grieta de forma altamente rugosa. Lo mismo sucede para un concreto con una buena conexión del agregado. Mientras que, para una grieta de superficie lisa, la transferencia de corte es mucho menor. Existe un factor en el software ELS denominado factor de resistencia al corte residual, el cual representa la relación entre la resistencia al corte residual y el valor original de resistencia al corte. Este varía de cero a la unidad según la forma de la superficie de la grieta, tal y como se ilustra en la Figura 36. Sin embargo, cuando la superficie agrietada se somete a fuerzas normales de tracción, la resistencia al corte residual es despreciada por el software ELS (*Applied Science International*, 2004).

Entonces, cuando el concreto se somete a esfuerzos combinados normales de compresión y cortante, la falla del material sigue la envolvente de falla de Mohr-Coulomb como se mostró anteriormente. Cuando el concreto se somete a esfuerzos normales de

tracción, se supone que la envolvente de falla es lineal con una resistencia normal límite " f_t " donde el esfuerzo de corte es cero como se muestra en la Figura 35. Después del agrietamiento del concreto, se considera una resistencia al corte residual, teniéndose en cuenta que cuando la superficie agrietada se somete a fuerzas normales de tracción, dicha resistencia es despreciada por el ELS como se muestra en la Figura 36.

2.4.2 Modelo de Menegotto-Pinto para el acero

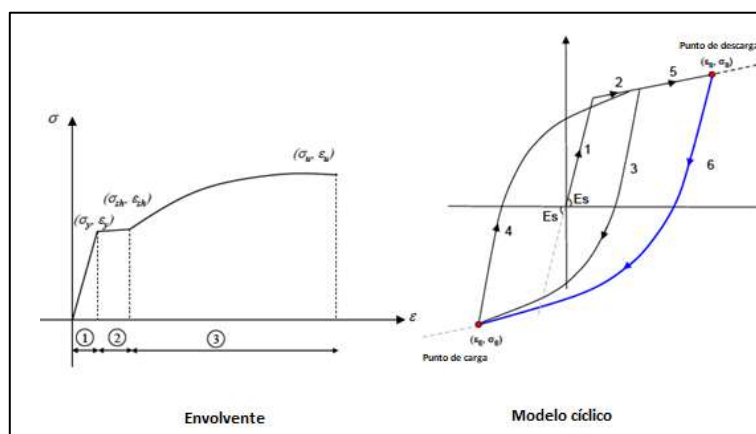
En este espacio se abordarán los modelos matemáticos constitutivos que utiliza el software ELS para representar de mejor manera el comportamiento de las barras de refuerzo las cuales se componen de acero, material que también forma parte del concreto armado.

Cuando se habla de la representación de estas barras axiales compuestas de acero, resumidamente podemos hacernos la idea de que, al formar parte de una estructura, estarán sometidas a cargas de tracción y compresión producto de ciclos de carga y descarga que podrían presentarse en la estructura. En base a lo expuesto, se deben tener en cuenta básicamente tres términos que nos plantea el manual teórico del ELS en la sección *reinforcing bars model*, los cuales son envolvente de tensión, envolvente de compresión y el modelo cíclico. Cabe mencionar que en este apartado se dará mayor importancia a la tensión, debido a la utilidad que tiene el acero frente a la tracción. Ambos modelos, tanto la envolvente de tracción como el modelo cíclico, se muestran en la Figura 37, la cual forma parte del manual teórico del ELS.

Más adelante, también se notará que es importante tener una buena idealización de los modelos de las envolventes, para corresponder a un adecuado comportamiento de modelo cíclico. En ese sentido, se desarrollarán brevemente las ecuaciones que idealizan las curvas de este modelo, que fue principalmente desarrollado por Menegotto y Pinto.

Por la información desarrollada anteriormente, se sabe que los resortes que conectan los elementos adquieren las propiedades mecánicas del material que se les ha asignado. Asimismo, el manual indica que, para los resortes de refuerzo, el esquema del acero de la curva envolvente en tensión es como se visualiza en la Figura 37. Aquí se sostiene que son 3 las etapas a considerar en el comportamiento del acero: la etapa elástica, la meseta de rendimiento y el endurecimiento por deformación. Dentro del manual también se plantean ecuaciones básicas que rigen el comportamiento de estas curvas, que se irán mencionando a lo largo de este capítulo (*Applied Science International*, 2004).

Figura 37. Envolvente y Modelo Cíclico. Reforzamiento bajo tensiones axiales



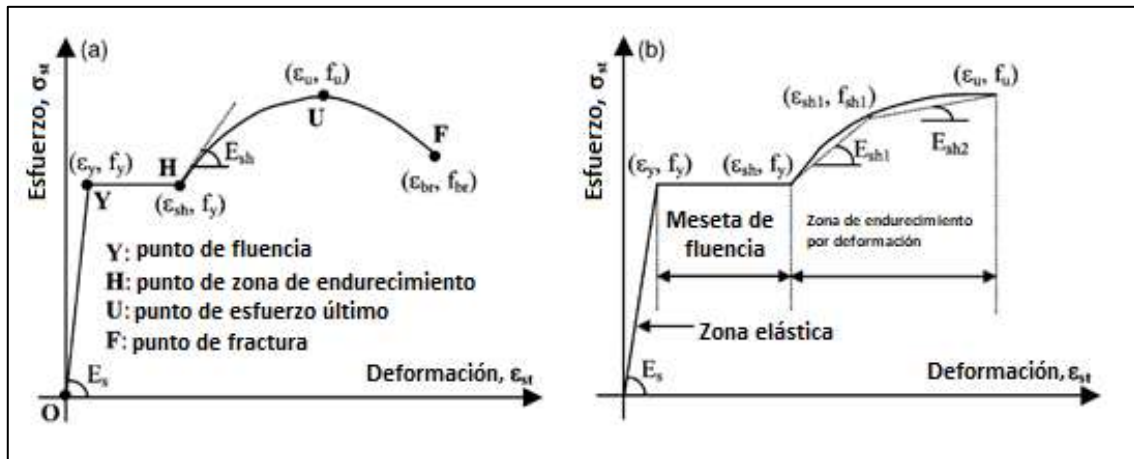
Nota. Adaptado de *Applied Science International* (2004).

En la envolvente de la Figura 37, notaremos una curva correspondiente al acero denominada envolvente de tensión. Una información que nos ayudará a ampliar este concepto es la planteada en una investigación realizada por Dhakal y Maekawa (2002) en su estudio “Relación cíclica tensión – deformación dependiendo de la trayectoria de la barra de refuerzo, incluido el pandeo”.

En este estudio se menciona que la representación precisa de la envolvente de tensión se vuelve indispensable para garantizar la precisión del modelo cíclico completo, ya que tanto la envolvente de compresión como los bucles cíclicos estarán influenciados por la envolvente de tensión. Hay que tener en cuenta también que especificar solo el límite elástico, el módulo de Young y la resistencia a la rotura no describen completamente la respuesta a la tracción de una barra. Para poder rastrear la respuesta de tracción que se da posterior a la etapa de fluencia hasta la de rotura, es necesario tener en cuenta cuatro aspectos: Un rango en la meseta que se desarrolla en la etapa de fluencia, la naturaleza del endurecimiento por deformación, la rigidez de endurecimiento; y la deformación por rotura. Asimismo, diversos autores indican que no es apropiado extrapolar el comportamiento de endurecimiento de una barra en función de sus propiedades elásticas. Las propiedades de tracción de barras deformadas reportadas en las investigaciones de Watson (1994), Monti (1992), Kato (1979) y Claeson (1998) manifiestan que los comportamientos de endurecimiento de las barras con diferente límite elástico y fabricadas en diferentes partes del mundo, son significativamente diferentes entre sí. A medida que el comportamiento de endurecimiento de las barras deformadas se vuelve más frágil con el aumento del límite elástico, no es posible justificar la normalización de los parámetros de tensión post fluencia, esto con respecto al esfuerzo y deformación de fluencia. En ese sentido, para generar un modelo cíclico universal que se pueda utilizar en barras con cualquier tipo de comportamiento de endurecimiento, se utiliza como entrada la envolvente de tensión completa (Dhakal & Maekawa, 2002).

Ahora, independientemente del fabricante y del límite elástico, la envolvente de tensión de todas las barras se puede representar de manera cualitativa como se muestra en el lado izquierdo de la Figura 38. La envolvente de tensión consta de cuatro partes: Una línea elástica (O-Y), una meseta de fluencia (Y-H), una zona de endurecimiento por deformación (H-U) y la rama descendente post esfuerzo último. Se informa que dentro de la meseta de fluencia se revelan pequeñas ondulaciones de tensión, sin embargo, para simplificar esta etapa, se presenta como una línea recta con la tensión igual al límite de fluencia. Además, como la última rama descendente posterior al esfuerzo último es de menor importancia en el análisis estructural del concreto reforzado, por lo general la envolvente de tensión solo se considera hasta el punto de esfuerzo último, como se muestra en la parte derecha de la Figura 38 (Dhakal & Maekawa, 2002).

Figura 38. Representación esquemática de envolvente de tensión monótona



Nota. Adaptado de Dhakal & Maekawa (2002).

La envolvente de tensión hasta el punto donde comienza el endurecimiento por deformación “ ϵ_{sh} ” se puede representar mediante la Ecuación 7 y Ecuación 8 uniaxiales de esfuerzo – deformación (σ_{st} – ϵ_{st}).

$$\sigma_{st} = E_s \epsilon_{st} \quad \epsilon_{st} < \epsilon_y \quad \text{Ecuación 7}$$

$$\sigma_{st} = f_y \quad \epsilon_y < \epsilon_{st} < \epsilon_{sh} \quad \text{Ecuación 8}$$

Aquí, “ E_s ” representa el módulo de Young, “ f_y ” es el esfuerzo de fluencia, “ ϵ_y ” es la deformación de fluencia y “ ϵ_{sh} ” la deformación que se da previo comienzo de la etapa de endurecimiento por deformación. La Ecuación 9 y Ecuación 10 son las que nos brindan una relación de parámetros que buscan idealizar la curva correspondiente a la etapa de endurecimiento del acero por deformación.

$$\sigma_{st} = f_u + (f_y - f_u) * \left(\frac{\epsilon_u - \epsilon_{st}}{\epsilon_u - \epsilon_{sh}} \right)^P \quad \epsilon_{sh} < \epsilon_{st} < \epsilon_u \quad \text{Ecuación 9}$$

$$P = E_{sh} * \left(\frac{\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}}{f_u - f_y} \right) \quad \text{Ecuación 10}$$

En estas dos últimas ecuaciones “ f_u ” representa el esfuerzo último y “ ε_u ” la deformación última correspondiente a la curva envolvente de tensión. El parámetro “P” que se muestra como exponente en la Ecuación 9 define la forma de la curva de endurecimiento, y “ E_{sh} ” es la rigidez tangencial de la curva de endurecimiento en el punto de partida “ ε_{sh} ”.

Hay que tener en cuenta que cuando “P” tenga el valor de cero debido a que “ E_{sh} ” es cero, representará una barra elastoplástica. Por su lado, un valor de P igual a 1, haría que despejando la Ecuación 10 obtengamos $E_{sh} = \left(\frac{f_u - f_y}{\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}} \right)$ con lo que obtenemos una barra con comportamiento de endurecimiento por deformación lineal. Aunque las coordenadas del punto de endurecimiento por deformación y el punto final se pueden ubicar en una envolvente, no es fácil medir “ E_{sh} ” correctamente. En ese sentido, para evitar la incertidumbre involucrada en la estimación de “ E_{sh} ”, Rodríguez (1999) propuso la Ecuación 11 que emplea las coordenadas de cualquier punto (ε_{sh1} , f_{sh1}) en la zona de endurecimiento por deformación para evaluar “P” (Dhakal & Maekawa, 2002).

$$P = \frac{\log\left(\frac{f_u - f_{sh1}}{f_u - f_y}\right)}{\log\left(\frac{\varepsilon_u - \varepsilon_{sh1}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}}\right)} \quad \text{Ecuación 11}$$

Si no se conoce el valor correcto de la rigidez de endurecimiento inicial “ E_{sh} ”, los autores prefieren utilizar la Ecuación 11, ya que proporciona un mejor control sobre la forma de la curva de endurecimiento por deformación. Si se selecciona correctamente un punto intermedio, una aproximación bilineal en la envolvente de la Figura 38 también puede representar de cerca la curva de endurecimiento. Sin embargo, la selección del punto intermedio (ε_{sh1} , f_{sh1}) es difícil cuando solo se proporcionan los puntos extremos de la curva de endurecimiento por deformación y se desconoce la naturaleza de la curva de endurecimiento en el medio. En tales casos, se recomienda asumir los valores de (ε_{sh1} , f_{sh1}) como siguen en la Ecuación 12 y la Ecuación 13 (Dhakal & Maekawa, 2002).

$$\varepsilon_{sh1} = [0.5(\varepsilon_{sh1} + \varepsilon_u)] \quad \text{Ecuación 12}$$

$$f_{sh1} = [f_y + 0.75(f_u - f_y)] \quad \text{Ecuación 13}$$

Hasta aquí se ha desarrollado la teoría básica acerca de la envolvente de tensión que puntualiza en primera instancia el *Theoretical Manual* del ELS, como se observa en la envolvente de la Figura 37, siendo de suma importancia debido a que define el comportamiento de las barras de acero que se emplearan en el modelo a simular más

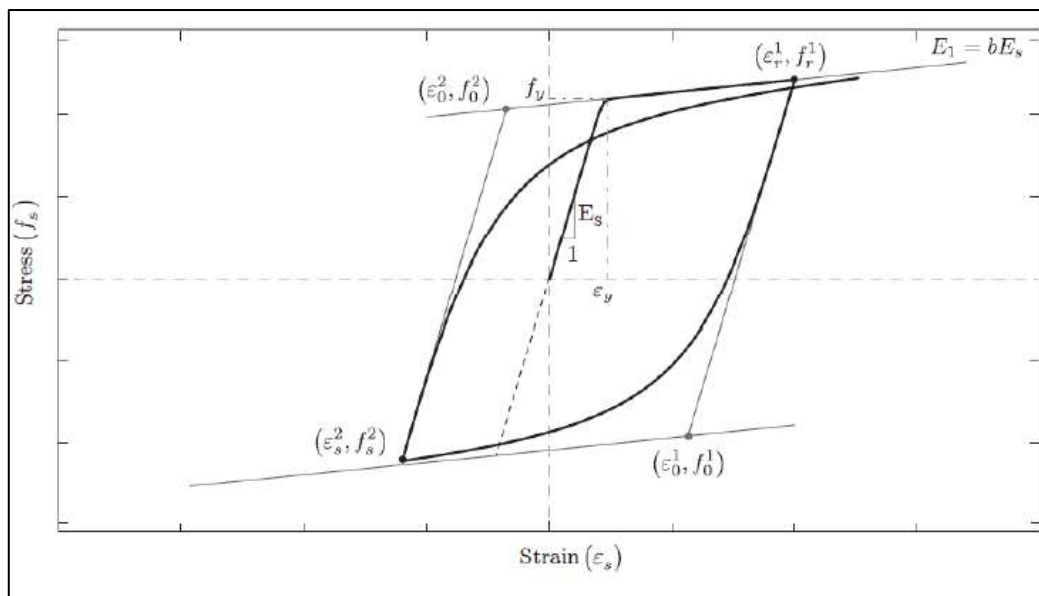
adelante. En cuanto a la envolvente de compresión, se menciona que existe información detallada que es posible encontrar en el trabajo de Dhakal & Maekawa (2002).

Ahora, siguiendo la línea sobre el desarrollo de información acerca del modelo cíclico de Menegotto y Pinto, se indicará brevemente las formulaciones que idealizan las curvas que rigen dicho comportamiento cíclico que emplea el ELS. Uno de los trabajos que se ha tenido en cuenta para dicho aspecto es el realizado por Albornoz en 2016, quién modeló muros de hormigón armado con y sin aberturas, incorporando el efecto del pandeo en las barras. Por la naturaleza de su trabajo mostró las formulaciones que rigen el comportamiento cíclico planteado por Menegotto y Pinto.

Una de las cosas que hay que tener en cuenta, es que el modelo propuesto por Menegotto y Pinto en 1973, fue modificado más adelante por Filippou en 1983 para incluir el endurecimiento isotrópico, empleando un cambio de la asíntota de la tensión de fluencia (Albornoz, 2016).

Para tener una mejor idea de las formulaciones que rigen este comportamiento cíclico, es necesario visualizar a mejor detalle la Figura 39.

Figura 39. Modelo Constitutivo de Acero - Menegotto y Pinto



Nota. Adaptado de Albornoz (2016).

La Ecuación 14, Ecuación 15 y la Ecuación 16 definen la relación de esfuerzo-deformación de este modelo, idealizando una curva en transición entre dos asíntotas definidas por dos líneas rectas. La primera línea tiene una pendiente igual a " E_s ", lo cual representa al módulo de Young inicial para el acero en la etapa elástica. Por su lado, la otra línea tiene una pendiente igual a $E_1 = b(E_s)$ donde " b " es el coeficiente de endurecimiento por deformación y permite la incorporación del efecto de Bauschinger en el modelo del material (Albornoz, 2016).

En un estudio denominado "Análisis del Efecto Bauschinger en aceros de alta resistencia", se menciona que la respuesta de un material frente a una acción mecánica no

solo depende del estado actual que soporta, sino también de la historia de deformaciones plásticas que este ha sufrido. En ese sentido, el efecto denominado como Bauschinger, que lleva el nombre de su descubridor, determinó en 1881 que cuando se sometía determinados metales a cargas de compresión y estos habían tenido una previa deformación plástica, producto de una carga de tracción que superaba el límite elástico, el nuevo régimen plástico se iniciaba a tensiones inferiores que las obtenidas durante la aplicación de carga de tracción. En otras palabras, la pre-deformación plástica producía una reducción del límite elástico cuando se aplicaba compresión (Lorenzo, Gonzales, Matos, Aguado, Kharin & Toribio, 2009).

$$f_s^*(\varepsilon_s^*) = b\varepsilon_s^* + \frac{(1-b)\varepsilon_s^*}{(1+(\varepsilon_s^*)^R)^{1/R}} \quad \text{Ecuación 14}$$

$$\varepsilon_s^* = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \quad \text{Ecuación 15}$$

$$f_s^* = \frac{f_s - f_r}{f_0 - f_r} \quad \text{Ecuación 16}$$

En estas ecuaciones “ f_r ” y “ ε_r ” equivalen a la tensión y deformación del punto de la última posición de la carga de retorno, el cual se convierte en el origen de la línea recta que define la asíntota con pendiente igual a “ E_s ”. También, “ f_0 ” y “ ε_0 ” son la tensión y deformación donde las dos asíntotas se interceptan. El parámetro R es el que define la forma de la curva de transición, el cual se expresa como sigue en la Ecuación 17 (Albornoz, 2016).

$$R = R_0 - \frac{a_1 \xi}{a_2 + \xi} \quad \text{Ecuación 17}$$

En esta, “ R_0 ” es el valor de la primera carga (carga monotónica). Los parámetros “ a_1 ” y “ a_2 ” definen la variación de R durante los ciclos de carga. Se determinan experimentalmente (los valores asumidos por el trabajo de Albornoz fueron por ejemplo $R_0=18$, $a_1=16.2$ y $a_2=0.15$) y el símbolo “ ξ ” se obtiene como se menciona en la Ecuación 18. En esta “ ε_y ” es la deformación de fluencia de la barra de acero y “ ε_m ” es la mínima o máxima deformación de la curva de transición, dependiendo si la actual deformación se encuentra disminuyendo o incrementando (Albornoz, 2016).

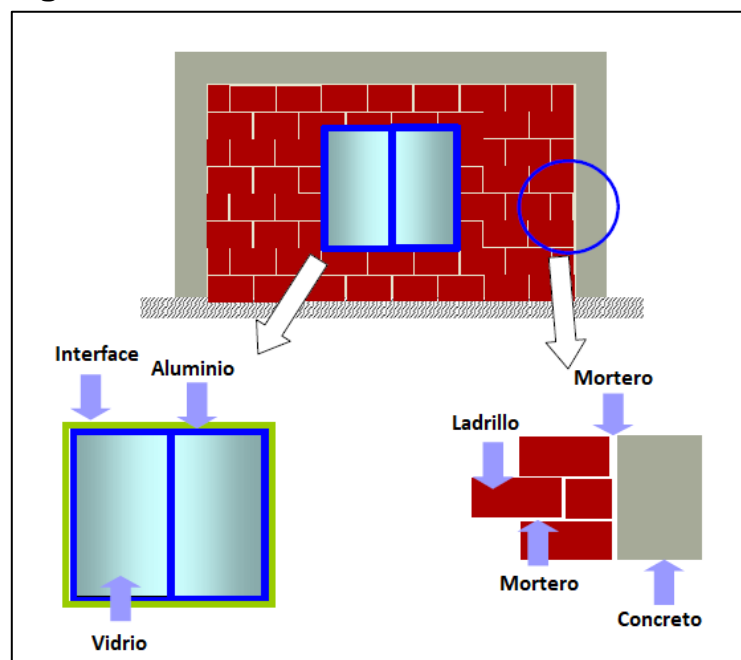
$$\xi = \left| \frac{\varepsilon_m - \varepsilon_0}{\varepsilon_y} \right| \quad \text{Ecuación 18}$$

2.4.3 Modelo para albañilería

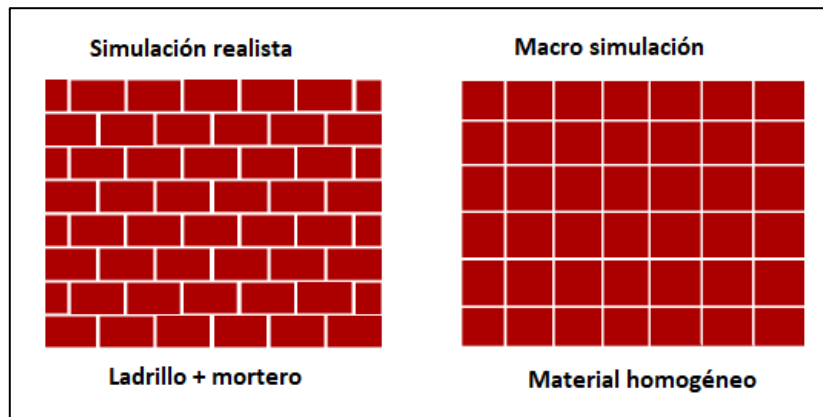
Los muros de albañilería se pueden simular en ELS solos o dentro de marcos de acero o concreto reforzado, tal y como se muestra en la Figura 40. Las ventanas también se pueden simular en cualquier ubicación arbitraria dentro de la pared.

El bloque o ladrillo se puede simular en un patrón escalonado, en su configuración real, o como un patrón continuo como el concreto, como se muestra en la Figura 41. La configuración real incluye los ladrillos individuales en un patrón escalonado conectados por mortero. El ladrillo en sí se puede dividir en subelementos para permitir que las grietas se desarrollen dentro de un ladrillo individual. Por su lado, la simulación continua o la macro-simulación, representa la pared de ladrillos como un material homogéneo. Este modelo es práctico especialmente cuando se analizan unidades de albañilería de concreto.

Figura 40. Modelado de muros de albañilería

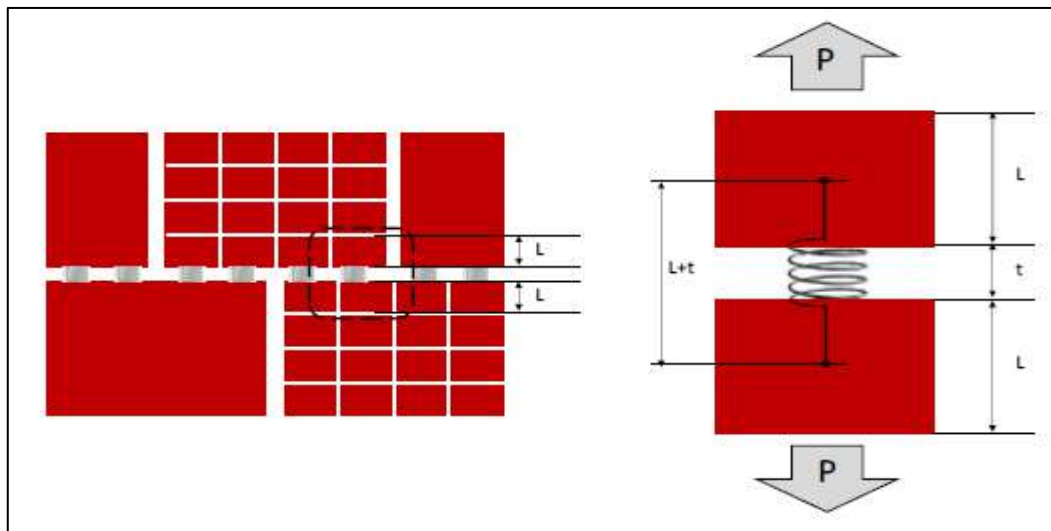


Nota. Adaptado de *Applied Science International* (2004).

Figura 41. Tipo de enmallado para la albañilería

Nota. Adaptado de *Applied Science International* (2004).

Dado que no es práctico modelar el mortero en elementos separados, el espesor del mortero no se incluye en el enfoque de configuración real. En lugar de ello, se deben introducir propiedades para el mortero y el elemento de ladrillo adyacente (Figura 42).

Figura 42. Promedio de propiedades para el ladrillo y mortero (técnica implícita)

Nota. Adaptado de *Applied Science International* (2004).

Para la rigidez inicial del elemento se debe tener en cuenta el tamaño del elemento mismo y el espesor del mortero. Se visualiza en las siguientes ecuaciones.

$$\Delta = \frac{PL}{E_b A} + \frac{Pt}{E_m A}$$

$$\Delta = \frac{P}{A} \left(\frac{L}{E_b} + \frac{t}{E_m} \right)$$

$$K = \frac{P}{\Delta} = A \left(\frac{E_b E_m}{E_b t + E_m L} \right) \quad \text{Ecuación 19}$$

$$K = \frac{A}{L + t} \left(\frac{E_b E_m}{E_b t + E_m L} x(L + t) \right) = \frac{E^* A}{L + t}$$

$$E^* = \left(\frac{E_b E_m}{E_b t + E_m L} x(L + t) \right)$$

Donde:

E_b = Modulo de Young de los bloques o ladrillos.

E_m = Modulo de Young del mortero

L = Tamaño del elemento del bloque o ladrillo.

t = espesor

En resumen, en este capítulo 2 se abordaron aspectos teóricos relacionados a la metodología AEM y cómo es que esta es aplicada por medio del software ELS para poder tener como fin la simulación de un sistema estructural. Para ello, se partió en un primer momento de la información brindada por el manual teórico del ELS dado por la *Applied Science International* y para complementar la misma, se hizo uso de la bibliografía principal y de otras fuentes que desarrollan estas temáticas. En esa línea, se planteó que el método de elementos aplicados (AEM), desarrollado por Tagel-Din y Meguro, es una metodología empleada en campos de análisis y visualización de las estructuras bajo condiciones de carga extremas. Una de las características propias de dicha técnica se centra en la separación de los componentes a través de pequeñas porciones de volumen que se encuentran unidas a través de resortes cortantes y normales que transfieren esfuerzos en los puntos de contacto. Gracias a ello es posible rastrear el inicio y la propagación del agrietamiento. Dichas uniones permiten también mantener la conectividad y continuidad entre los elementos estructurales. Se hace hincapié en el empleo de una matriz de resortes para los materiales que comúnmente se emplean en el ELS, donde las caras del elemento deben compartir exactamente el mismo plano para que se lleve a cabo la formación de los resortes, de lo contrario podría perderse la continuidad.

Asimismo, se planteó como es que se producen los resortes para las barras de refuerzo. Al ser el colapso de una estructura un comportamiento dinámico se estableció la Ecuación 4 cuyos términos que la conforman son la matriz de masa, amortiguación y rigidez que acompañan a los incrementos de aceleración, velocidad y desplazamiento del sistema respectivamente. Todo ello se tendrá que igualar al vector de incremento de carga

aplicada, vector de carga residual debido al agrietamiento y vector de carga residual debido a cambios de la geometría.

Además, se mencionó también los tres tipos de colisión que es posible tener entre estos elementos diferenciales de volumen. Estos se dan entre esquina de elemento a cara de elemento, entre bordes de elementos y de esquina de suelo. El último es similar al primer tipo, pero el plano de referencia es el mínimo valor de Z .

Por último, se abordó los modelos constitutivos de los materiales, específicamente del concreto y del acero. En el caso del concreto se tiene un modelo bajo esfuerzos uniaxiales que se entiende como el modelo de compresión uniaxial de Maekawa. En este se especificó que antes del agrietamiento se sigue el modelo de fractura elasto-plástico (EPF) y que después del agrietamiento el comportamiento se vuelve anisotrópico y se tienen leyes constitutivas correspondientes que incluyen la transferencia de esfuerzo normal y paralelo al eje de la grieta y un modelo de transferencia de cortante, a lo largo de la interfaz de esta misma. Para el caso del concreto bajo esfuerzos cortantes se supone que la relación entre esfuerzo y deformación cortantes permanece lineal hasta el agrietamiento del concreto. Cuando los esfuerzos del concreto alcanzan el límite de resistencia, el concreto se considerará agrietado. En este caso, la resistencia al corte de un material quebradizo se define como la resistencia del material cuando se somete a corte puro, es decir, cuando las fuerzas normales son cero. Si el material está sujeto a combinaciones de esfuerzos normales de compresión y esfuerzos cortantes, la falla del material sigue la envolvente de falla de Mohr-Coulomb.

Para el caso del modelo del acero se tiene en cuenta principalmente las envolventes de tensión y compresión y el modelo cíclico. Para idealizar el comportamiento de la envolvente de tensión, la cual se prioriza en este apartado, se tienen en cuenta cuatro partes. Estas son una línea elástica, una meseta de fluencia, una zona de endurecimiento por deformación y una rama descendente post-esfuerzo último. En cuanto al modelo cíclico uniaxial desarrollado por Menegotto y Pinto, este, es idealizado por la Ecuación 14, Ecuación 15 y Ecuación 16 que no dejan de lado dentro de sus parámetros el efecto de Bauschinger que se produce en el material acero como se explicó anteriormente.

Por último, para poder modelar la albañilería el software ELS muestra un enfoque de configuración real y uno de simulación continua para el bloque o ladrillo. El primero indica que los bloques pueden ser simulado de forma escalonada con mortero de por medio para la conexión de estos. Aquí, para la rigidez inicial se emplea un promedio de propiedades tanto del ladrillo como del mortero. Por su parte, la simulación continua o macro simulación consiste en emplear una pared de ladrillos como un material homogéneo. Este último modelo puede ser práctico a emplear, por ejemplo, si se empleara unidades de albañilería de concreto (*Applied Science International*, 2004).

Capítulo 3

Estudio del modelo físico del colapso progresivo de un pórtico de concreto armado (2 pisos) con muros de albañilería confinada con aberturas en su parte central

Hasta la fecha, muchos experimentos físicos y computacionales han estudiado el efecto del colapso progresivo en estructuras aporticadas. Sin embargo, han sido pocos los que han considerado la interacción de los muros de albañilería confinada con las vigas y columnas que conforman un sistema aporticado. A pesar de este hecho, es bien sabido que estos muros de albañilería confinada se comportan como puntales en pórticos de concreto armado y pueden tener efectos considerables en la capacidad de resistencia de la estructura frente a varios modos de falla (Shan, Li, Xu & Xie, 2016).

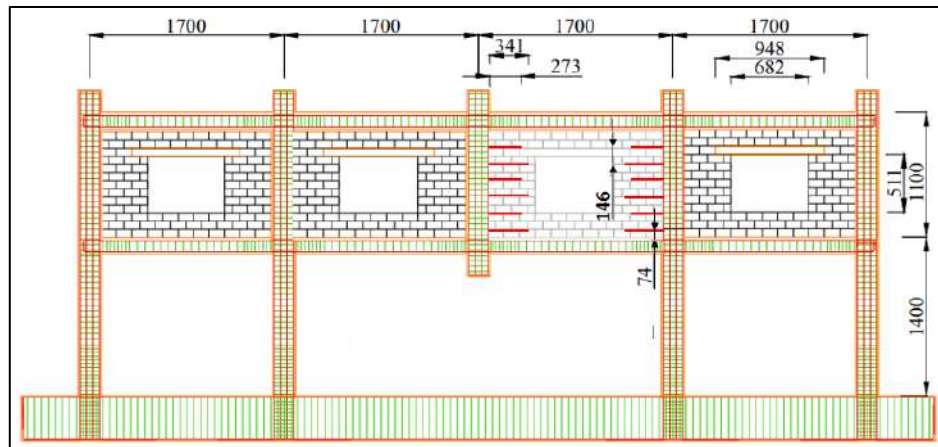
A continuación, se abordará a mayor detalle el estudio realizado por Shan, Li, Xu & Xie (2016) sobre la modelación física realizada a un marco de concreto armado con muros de albañilería confinada, los cuales cuentan con aberturas en su parte central simulando una ventana.

3.1 Alcance del estudio

El objetivo del estudio de Shan, et al. (2016) fue evaluar experimentalmente la capacidad de resistencia de marcos de concreto armado con muros de albañilería confinada (segundo piso) con aberturas, y observar el rol que cumplen estos muros en todo el proceso de falla progresiva de los marcos de concreto armado.

El espécimen fue diseñado de acuerdo con los códigos chinos de diseño de estructuras de concreto armado, diseño sísmico de edificios, y estructuras de albañilería. Se construyó a un 1/3 de la escala real, en donde la columna central del primer piso no se tomó en cuenta, con el fin de simular la falla estructural de este elemento debido a cargas anormales, eventos trágicos desencadenantes o defectos en el diseño (Figura 43). El experimento físico consistió en la aplicación de una carga vertical en la columna central del segundo piso, empujando hacia abajo a los elementos estructurales que conforman el espécimen. Esto generó desplazamientos que fueron controlados por instrumentos de medición.

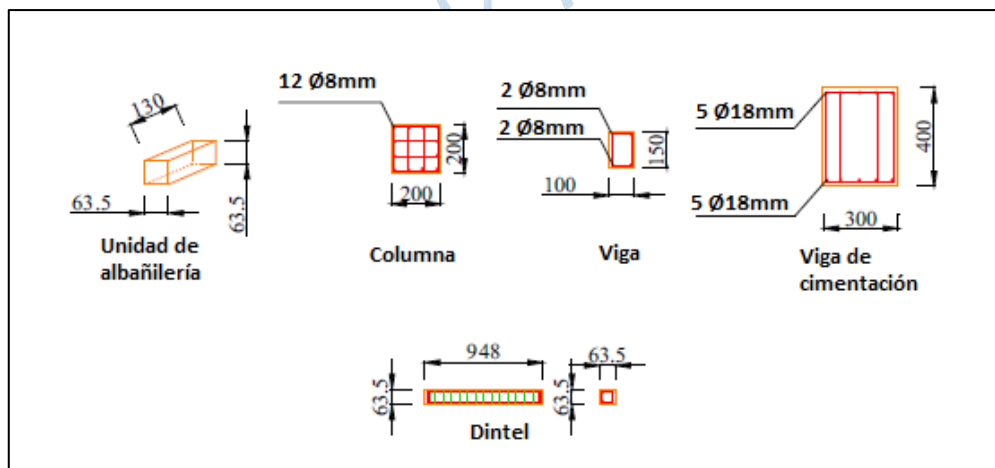
Figura 43. Geometría del espécimen (unidad: mm)



Nota. Adaptado de Shan, Li, Xu & Xie (2016).

Las dimensiones y el diseño estructural de las vigas, columnas y dintel se muestran en la Figura 44. Se utilizó una viga de cimentación, en la cual, los estribos con diámetro de 8mm estaban espaciados cada 60mm. Tanto en vigas como en columnas se utilizaron estribos con diámetro de 4mm. En los extremos de las vigas se contaba con un espaciamiento de 33mm entre ellos, mientras que en el medio estaban separados cada 67mm. Con respecto a las columnas, en la región inferior, el espaciamiento es de 33mm y de 50mm en el resto de la columna. Para mejorar la conectividad de los muros confinados con las columnas, se usaron barras de conexión de 2mm de diámetro, cuya longitud y espaciamiento entre ellas se muestran en la Figura 43. En relación con los muros de albañilería confinados, estos estaban compuestos por unidades de concreto sólidas (CMU) y mortero, cuyas juntas horizontales y verticales tenían un espesor promedio de 8.9mm y 5.8mm, respectivamente.

Figura 44. Detalles de diseño del espécimen (unidad: mm)



Nota. Adaptado de Shan, et al. (2016).

Propiedades de los materiales

Las propiedades de material del concreto, albañilería y barras de acero se observan en la Tabla 1.

Tabla 1. Propiedades mecánicas de los materiales

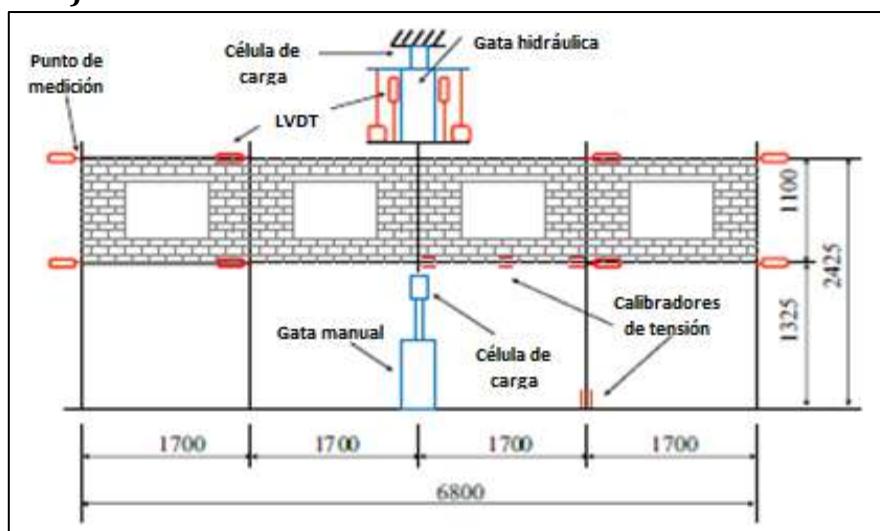
Tabla 1 Propiedades de los materiales			
Concreto	Resistencia a la compresión	Cimentación: Primer piso: Segundo piso:	35.8 MPa 41.3 MPa 31.8 MPa
Unidad de albañilería	Resistencia a la compresión		22.6 MPa
Mortero	Resistencia a la compresión		18.3 MPa
Albañilería (mortero más unidad de albañilería)	Resistencia a la compresión		12.8 MPa
Barra de 18mm de diámetro	Esfuerzo de fluencia Esfuerzo último Deformación de ruptura		338 MPa 487 MPa 0.19
Barra de 8mm de diámetro	Esfuerzo de fluencia Esfuerzo último Deformación de ruptura		415 MPa 588 MPa 0.18
Barra de 4mm de diámetro	Esfuerzo de fluencia Esfuerzo último Deformación de ruptura		235 MPa 322 MPa 0.31
Barra de 2 mm de diámetro	Esfuerzo de fluencia Esfuerzo último Deformación de ruptura		339 MPa 395 MPa 0.28

Nota. Adaptado de Shan, et al. (2016).

3.2 Instrumentación de medición y carga

Si una columna es repentinamente removida de un pórtico como consecuencia de alguna carga accidental, la unión de columna y viga en la parte superior va a empezar a caer generando desplazamientos verticales. En este caso, el colapso progresivo fue realizado aplicando una carga cuasi estática en el centro de la columna. En la Figura 45, se muestra los instrumentos de carga y medición utilizados en este espécimen.

Figura 45. Instrumentación de medición y carga (unidad: mm)



Nota. Adaptado de Shan, et al. (2016).

Gata

Colocada en la parte superior de la columna central, cuya función era aplicar una carga vertical, generando el desplazamiento hacia abajo en la unión viga columna.

Gata manual

Colocada en la parte inferior de la columna central, se descarga paso a paso para realizar la prueba bajo control de desplazamiento.

Dispositivos de collar

Debido a que se trata de un marco en 2D, para prevenir la deformación y falla fuera de este plano, se consideraron dos dispositivos de collar horizontales en la columna central. Cada uno de estos dispositivos consistía en un par de rodillos instalados en los tirantes laterales (Figura 46) y puestos en direcciones opuestas al plano del espécimen. Dichos dispositivos de collar con sus respectivos rodillos fueron unidos a ambos lados de la columna central para prevenir el desplazamiento fuera del plano. De forma similar, cuatro dispositivos de collar instalados verticalmente en los tirantes laterales fueron unidos a ambos lados de cada columna adyacente y externa. Se dejó un espacio de 5mm entre los rodillos y las superficies de las columnas en la etapa inicial, para evitar fuerzas de fricción que actúen sobre las columnas.

Figura 46. Sistema de carga y medición del espécimen



Nota. Adaptado de Shan, et al. (2016).

Célula de carga

En la Figura 45 y la Figura 46, se muestran las células de carga, instaladas en la parte superior e inferior de la columna central para medir la aplicación de carga vertical. La diferencia entre las fuerzas actuantes en las células de carga superior e inferior, representan la carga vertical externa aplicada en la unión viga-columna. La fuerza es igual a la resistencia provista por el espécimen frente al colapso progresivo.

Transformadores diferenciales de variación lineal (LVDTs)

Se proveyeron dos LVDTs verticales y dos medidores de desplazamientos relativos instalados sobre la columna central para medir el desplazamiento vertical de esta durante el test. Similarmente, LVDTs horizontales fueron puestos en cada punto estratégico de unión viga-columna del espécimen para medir los desplazamientos horizontales de las columnas adyacentes y externas.

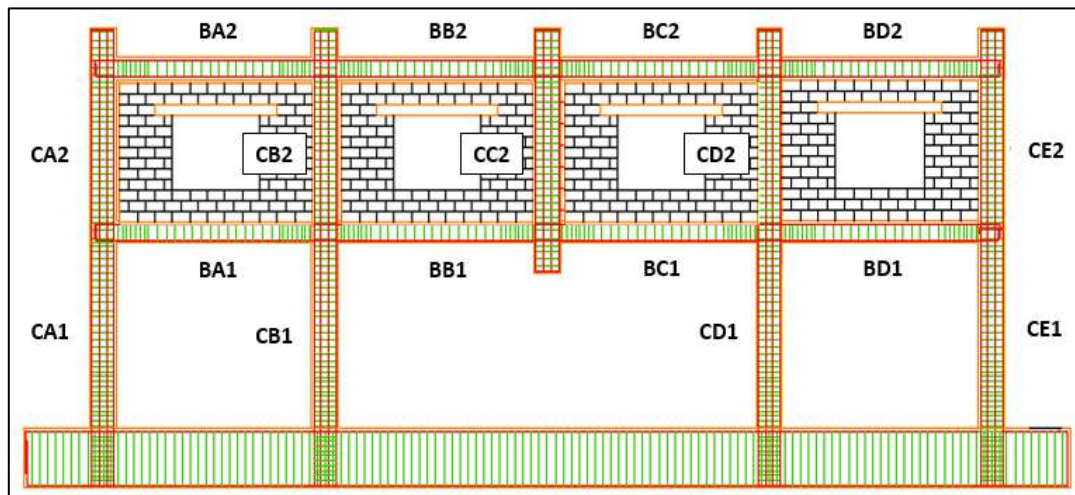
Calibradores de tensión / Galgas extensiométricas

Fueron instalados en los extremos y en la mitad de las barras de acero de la viga que acompaña a la columna central, también se colocaron en el fondo de la columna adyacente (lado derecho).

3.3 Resultados del experimento

En este apartado se presentarán los resultados del experimento en base a la investigación realizada por Shan, et al. (2016), incluyendo los modos de falla, patrones de agrietamiento y los desplazamientos y fuerzas resultantes de la columna central, adyacentes y externas a esta.

Figura 47. Acotación de elementos estructurales del espécimen



Nota. Adaptado de Shan, et al. (2016).

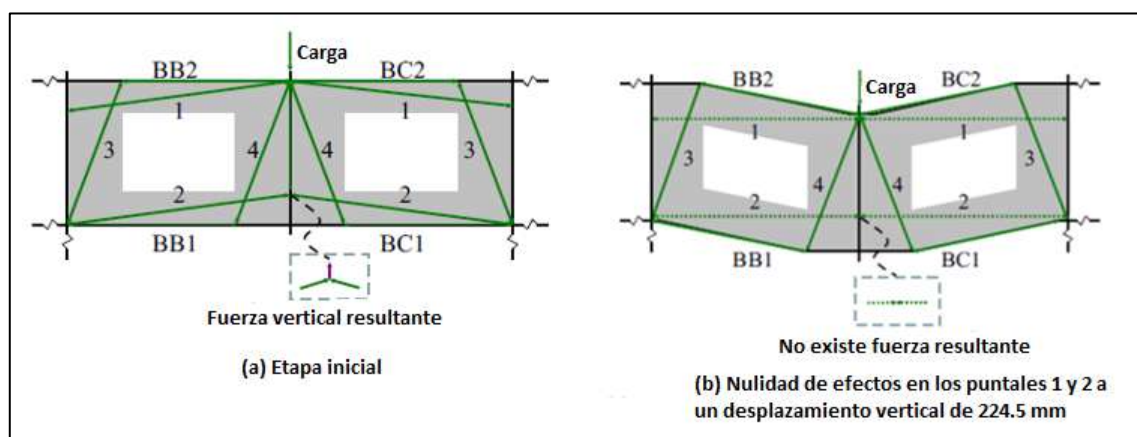
Como se ilustra en la Figura 47, cada elemento estructural que compone el espécimen está acotado, con el fin de poder evaluar cada uno de ellos.

3.3.1 Modo de falla

Los muros de albañilería confinada fueron los primeros en presentar fallas. Aquellos que conformaban los paños B y C fueron los más afectados al encontrarse cerca de la columna afectada. Como se observa en la Figura 48, estos pueden ser vistos como 4 puntales, los cuales proveen una ruta alternativa para la transferencia de carga.

La falla sucedió tras una secuencia de eventos. En la etapa inicial, al ser los muros los elementos encargados de transferir la carga, una porción de la carga aplicada en la columna central fue transferida hacia las vigas BB2 y BC2 y, a través del puntal 3 hacia los paños adyacentes. Otra porción de carga fue transferida a través del puntal 4 y luego hacia las vigas BB1 y BC1 hacia los paños adyacentes. Mientras, una pequeña porción de carga fue llevada por encima del puntal 3 y por debajo del puntal 4, viéndose menos afectados, explicando el modo de falla final que se muestra en la Figura 49.

Figura 48. Rutas alternativas de transferencia de carga en los paños B y C



Nota. Adaptado de Shan, et al. (2016).

La otra porción de carga fue llevada a los puntales 1 y 2 hacia los paños adyacentes. En la Figura 48(b), se ve como estos puntales han cambiado de dirección causando que sus efectos se reduzcan a medida que el desplazamiento vertical de la columna central aumentaba, haciendo que la fuerza de resistencia de los elementos decrezca. A diferencia de la Figura 48(a), en la cual hay una fuerza resultante vertical en los puntales 1 y 2.

Una vez que los muros y las vigas ya se encontraron agrietados debido a la transferencia de cargas, empieza la fractura de las barras de acero de las vigas, especialmente en las esquinas de estas. La falla final del espécimen se muestra en la Figura 49, donde se observa que las fallas de las vigas se ubicaron en sus extremos en la dirección de la compresión diagonal de los muros y cerca de las esquinas de las aberturas en la dirección de tensión diagonal.

Figura 49. Modo de falla final del espécimen

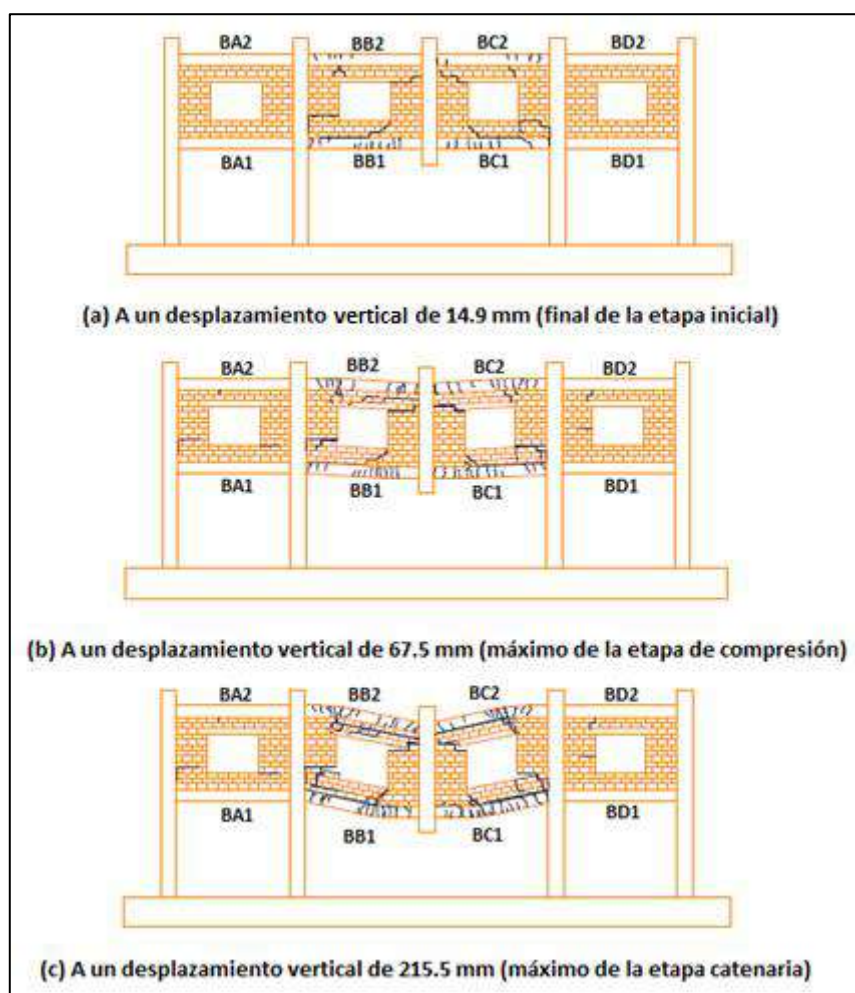


Nota. Adaptado de Shan, et al. (2016).

3.3.2 Patrones de agrietamiento

Desde la etapa inicial ya se pueden observar grietas en las vigas y muros. Al final de esta etapa, a un desplazamiento pequeño de 14.9 mm, las grietas principales en los muros ya se han formado en su mayoría, mientras que, gradualmente en las etapas posteriores y a medida que el desplazamiento vertical iba aumentando, las grietas secundarias iban apareciendo en los lugares más débiles. En la Figura 50 se puede observar el proceso de formación de grietas tanto en muros como en vigas a un desplazamiento de 14.9 mm, 67.5 mm y 215.5 mm, siendo los desplazamientos más representativos de la etapa inicial, etapa de compresión y etapa catenaria, respectivamente.

Figura 50. Formación de grietas en el espécimen a ciertos desplazamientos críticos correspondientes a cada etapa



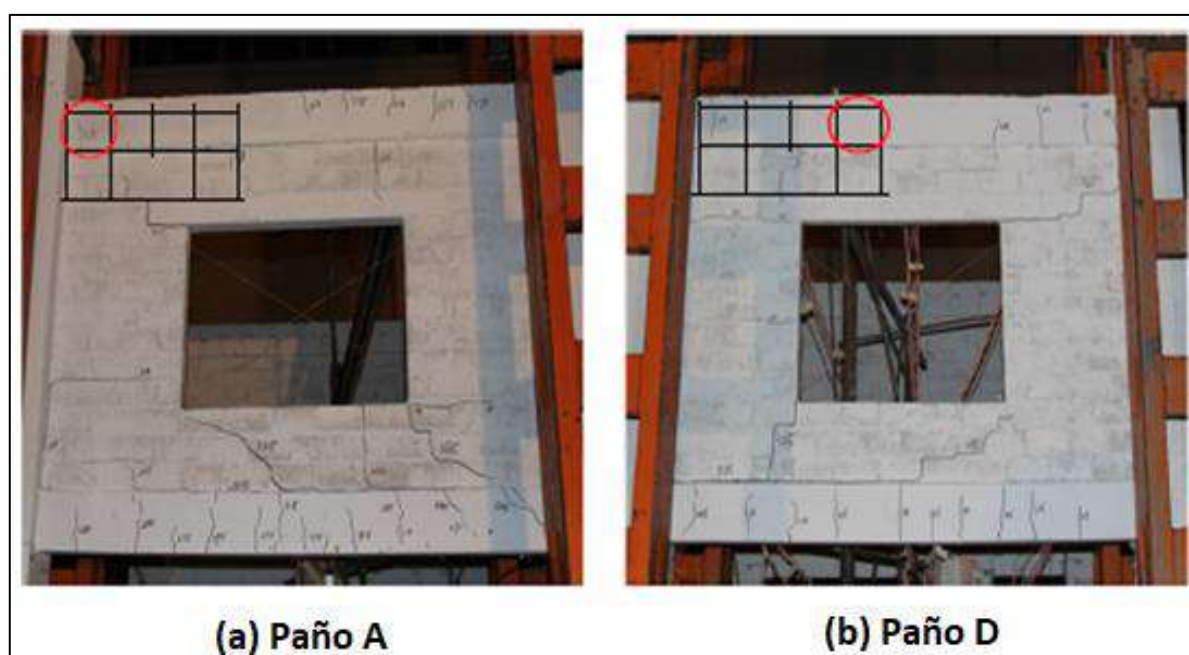
Nota. Adaptado de Shan, et al. (2016).

Las grietas dividieron los muros en cuatro partes alrededor de la abertura, similares a los puntales que se observan en la Figura 48 de los paños B y C. Mientras, que las grietas en las vigas estuvieron concentradas al final de estas y en las regiones cerca de las esquinas de la abertura. A un desplazamiento de 253.3 mm, 241.9 mm, 245 mm y 267.3

mm, los aceros de refuerzo en la parte inferior del extremo izquierdo de la viga BC2, la parte superior del extremo derecho de la viga BC1, la parte inferior del extremo derecho de la viga BB2, y la parte inferior de la región derecha de la viga BB1 se fracturaron. A medida que el desplazamiento vertical iba aumentando de 329.7 mm a 357.9 mm, las barras de acero de la parte superior del extremo izquierdo de la viga BB1, la parte superior de la región izquierda de la viga BB2, la parte superior de la región derecha de la viga BC2 y la parte inferior de la región izquierda de la viga BC1 se fracturaron. A un desplazamiento de 375.4 mm, una barra de refuerzo ubicada en la parte superior de la región izquierda de la viga BC1 se fracturó.

Mientras que los paños A y D no se vieron tan afectados en comparación a los paños B y C, se mostraron ciertas grietas que se señalan en la Figura 51 a un desplazamiento de 415.3 mm.

Figura 51. Grietas en los paños A y D a un desplazamiento vertical de 415.3 mm



Nota. Adaptado de Shan, et al. (2016).

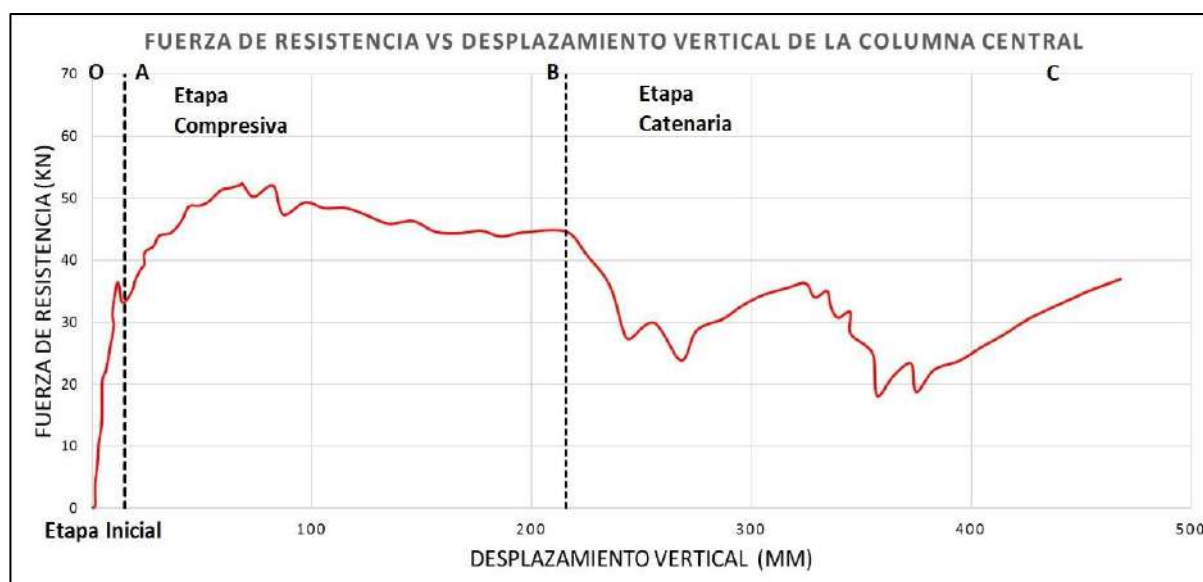
3.3.3 Desplazamiento vertical de la columna central vs la fuerza de resistencia

En la Figura 52, se muestra la relación entre el desplazamiento vertical en milímetros (mm) de la columna principal central (segundo piso) versus la fuerza de resistencia en kilo Newtons (kN) con la que esta misma columna responde frente a la sollicitación de carga aplicada. En esta figura, por medio de la separación de ligeras líneas verticales con letras O, A, B y C en la parte superior, se divide las tres etapas primarias que se han establecido en este proceso de colapso progresivo. Primero, la etapa inicial que se da en el intervalo OA, la cual está caracterizada básicamente por los comportamientos elásticos presentes. Después de la etapa inicial, se tiene la etapa compresiva, la cual está determinada por el intervalo AB en donde las barras de refuerzo fluyen y se forman

bisagras plásticas al final de la región deformada de las vigas. Por último, se presenta la etapa catenaria determinada por la sección BC, la cual se caracteriza por las formas de acción de catenaria que se da en las vigas. Esta última, comienza cuando se presenta la deformación de las barras de refuerzo, que se encontraban naturalmente en la región de compresión original de las vigas, pero que ahora en dicha zona, se ha interrumpido la compresión para pasar a la tensión.

Como se observa en la Figura 52, desde el desplazamiento vertical de 12.8 mm a 14.9 mm, se produce una ligera caída en la fuerza de resistencia debido a las grietas que se comienzan a formar en las paredes de relleno. Asimismo, con el desplazamiento vertical de 67.5 mm, la fuerza de resistencia alcanzó su valor máximo de 52.2 kN, luego disminuyó gradualmente a 41.1 kN hasta que el desplazamiento vertical alcanzó los 224.5 mm. Después de ese punto, la fuerza de resistencia disminuyó varias veces debido a las fracturas de las barras de refuerzo antes de aumentar nuevamente debido a la acción de la catenaria. La prueba terminó con el desplazamiento vertical de 467.7 mm.

Figura 52. Fuerza de resistencia vs desplazamiento vertical de la columna central



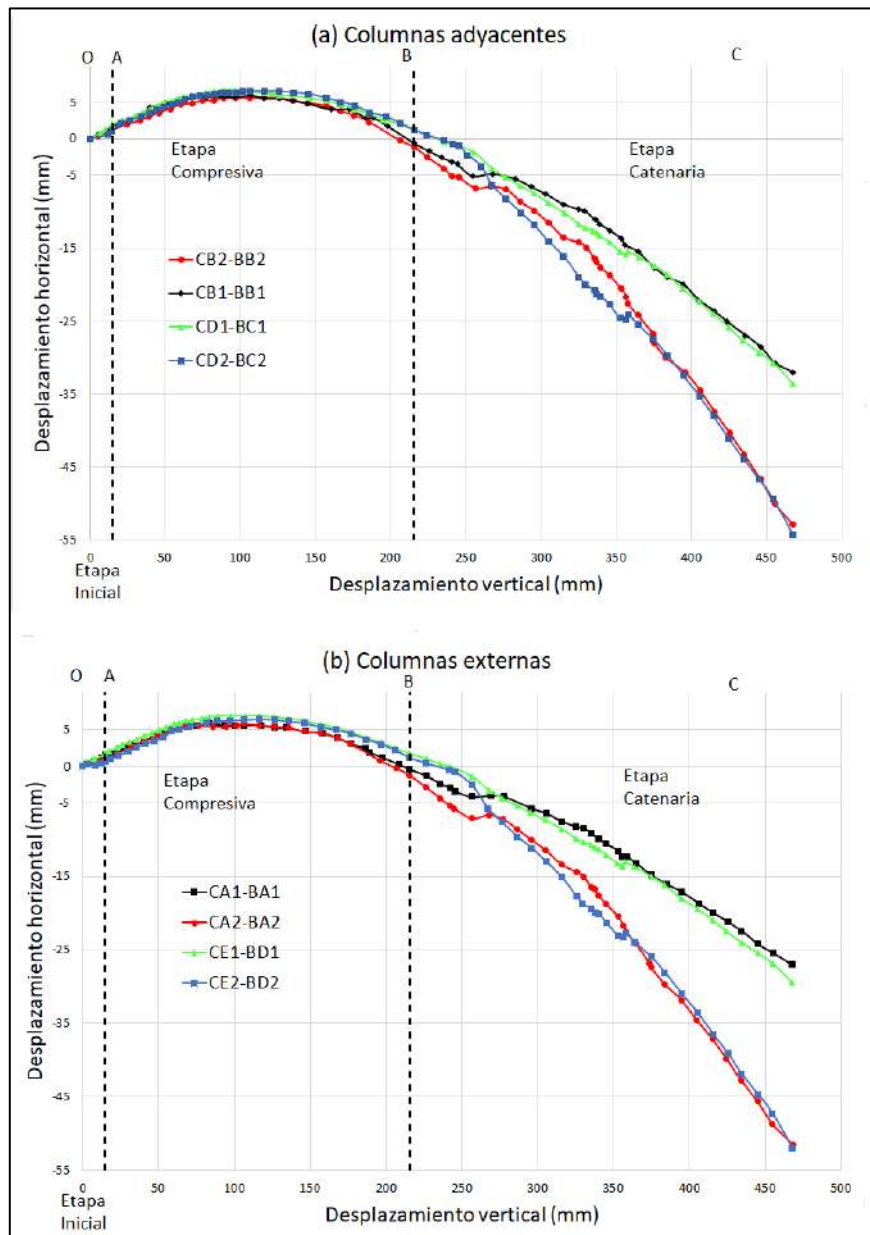
Nota. Adaptado de Shan, et al. (2016).

3.3.4 Desplazamiento vertical de la columna central vs desplazamientos horizontales de los puntos de unión viga - columna

Para este caso, la Figura 53 muestra la relación que se tiene entre el desplazamiento vertical (mm) de la columna principal central versus los desplazamientos horizontales (mm) de los puntos de articulación entre las vigas con las columnas adyacentes y externas. En esta figura, se puede visualizar que a medida que aumentaba el desplazamiento vertical, las juntas adyacentes y externas se movieron primero hacia afuera y alcanzaron sus valores máximos de aproximadamente 6.8 mm con un desplazamiento vertical de 106.3 mm. Luego, las articulaciones retrocedieron a sus posiciones iniciales (con un desplazamiento horizontal de 0 mm) a un desplazamiento

vertical de aproximadamente 215.5 mm (el final de la etapa de compresión y el inicio de la etapa de catenaria). A partir de entonces, las articulaciones continuaron moviéndose hacia adentro hasta el final de la prueba.

Figura 53. Desplazamientos horizontales de los puntos de unión viga-columna vs el desplazamiento vertical de la columna central



Nota. Adaptado de Shan, et al. (2016).

Como se puede apreciar, en la etapa de compresión, los desplazamientos horizontales de los puntos de articulación en el primer y segundo piso fueron casi iguales, pero en la etapa de catenaria, los desplazamientos horizontales de las juntas en el segundo piso superaron gradualmente a los del primer piso. En el desplazamiento vertical de 415.3

mm, el desplazamiento promedio hacia adentro de los puntos en el primer piso y el segundo piso fue de 22.1 mm y 37.3 mm respectivamente, siendo el último aproximadamente 1.69 veces mayor que el anterior. Se observó que el desplazamiento horizontal máximo hacia afuera de los puntos de articulación adyacentes y externos es aproximadamente 6.8 mm, mientras que los desplazamientos horizontales máximos hacia adentro eran aproximadamente de 37.26 mm, esto al tomar como referencia un desplazamiento vertical de 417.7 mm.

Es interesante notar que alrededor del punto de inicio de la etapa de catenaria (punto B), las columnas circundantes cambiaron sus movimientos de afuera (horizontalmente alejándose de la columna central) hacia adentro (acercándose nuevamente a la columna central), lo que llevó a que regresaran a sus posiciones iniciales (con un desplazamiento horizontal de 0 mm). Es necesario resaltar que esta etapa de catenaria comenzó con el desplazamiento vertical de la columna central de 215.5 mm para este marco relleno de albañilería.

Tras lo explicado, este capítulo se ha visto enfocado en el experimento físico de Shan et al. (2016) sobre el colapso progresivo de un pórtico de concreto armado con muros de albañilería confinada con aberturas en su parte central. Se ha abordado desde la geometría del espécimen y los detalles de diseño, así como también la instrumentación de medición y carga que utilizaron los autores para realizar a cabo la investigación. Además, se explicó el comportamiento estructural que tuvo el experimento, su modo de falla y patrones de agrietamiento, mostrándose los resultados cuantitativos y cualitativos de este a lo largo de todo el análisis. Asimismo, se presentaron las tres etapas importantes: la etapa inicial, la etapa compresiva y la etapa catenaria.

Esta investigación resultó muy interesante, por lo que en el Capítulo 4 se abarcará la simulación del experimento utilizando el software ELS con el objetivo de realizar la simulación numérica del ensayo físico, observar los modos de falla que implica el colapso progresivo de dicho experimento y, de esta forma, comparar cualitativa y cuantitativamente el modelo físico con el numérico y finalmente, realizar un análisis de sensibilidad utilizando el Diagrama Tornado.

Capítulo 4

Simulación numérica del colapso progresivo de un pórtico de concreto armado (2pisos) con muros de albañilería confinada con aberturas en su parte central en el software *Extreme Loading for Structures*.

En el presente capítulo se definirán y presentarán las propiedades que utilizó el programa Extreme Loading for Structures para poder simular el experimento. Se realizará una matriz de sensibilidad de las propiedades mecánicas más resaltantes de los materiales para posteriormente analizar los resultados a partir de un Diagrama Tornado llegando a conclusiones sobre cuáles son las propiedades que más influyeron en el comportamiento de los materiales.

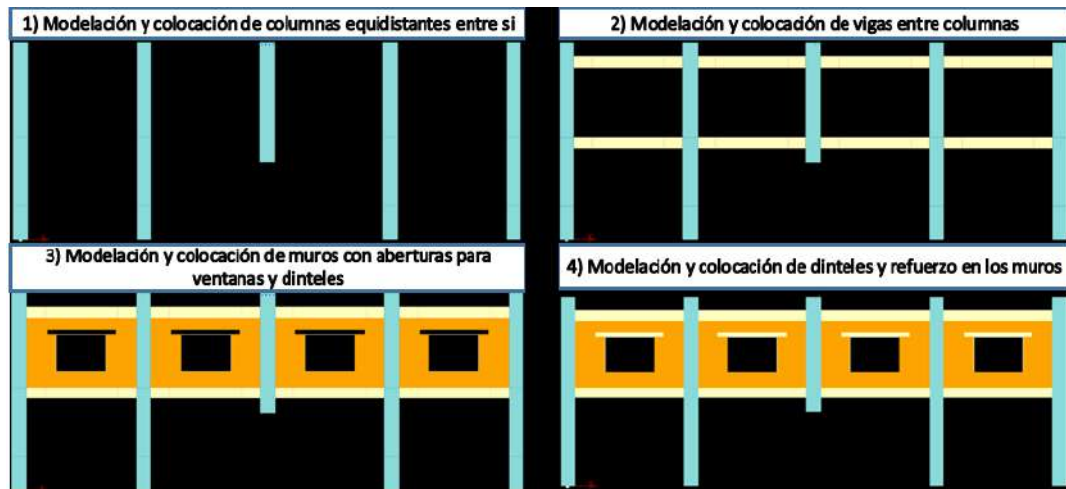
4.1 Geometría del experimento

En Capítulo 3, específicamente en el apartado 3.1 se puntualizaron las dimensiones del espécimen a modelar. Las medidas se pueden observar resumidamente también en la Figura 43 y la Figura 44. En ese sentido, teniendo en cuenta esta información es que se procedió a realizar la modelación en el software ELS. Es necesario resaltar que, lo que busca este apartado es dar a conocer al lector de manera resumida el proceso de modelación en cuanto a la construcción del pórtico a simular en la presente investigación. Detalles acerca de las propiedades de los materiales y condiciones de borde se abarcarán más adelante en los siguientes apartados. Asimismo, hay que recalcar que el procedimiento de modelación de la estructura a evaluar demanda el conocimiento de las diferentes interfaces del software ELS que emplea AEM. Cualquier información detallada acerca de este software podrá ser ampliada, de ser el caso en el manual teórico del programa.

Comenzando con el proceso de modelación antes mencionado, la Figura 54 muestra el orden en el cual se llevó a cabo la construcción del pórtico. De manera general, primero se modelaron las columnas y posterior a ello se colocaron las vigas entre estas. Luego se procedió a insertar los muros, a los cuales se le colocaron aberturas de tal manera que se pueda representar una ventana y tener el espacio adecuado para la colocación de los dinteles. Finalmente, una vez colocados los dinteles se procedió a colocar el refuerzo horizontal en los muros. Este se visualiza con mayor detalle en la

Figura 54. Cabe resaltar que la viga de cimentación mostrada en la Figura 43 no se modeló ya que esta fue representada a través de la restricción de los grados de libertad que se mencionarán más adelante.

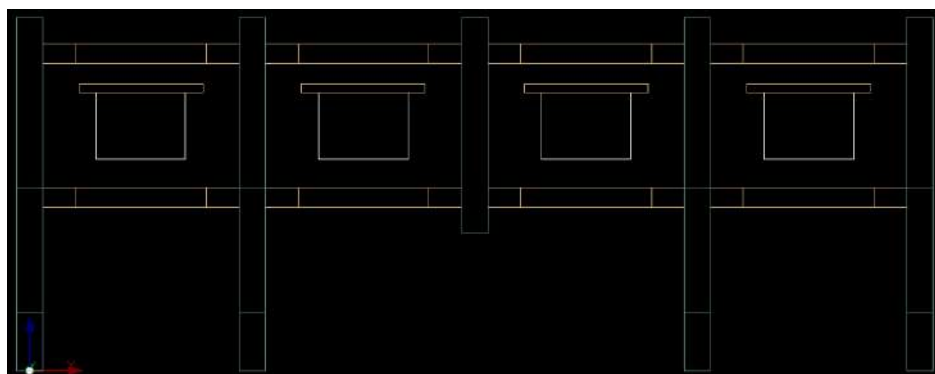
Figura 54. Orden de la modelación del pórtico



Nota. Adaptado de ELS.

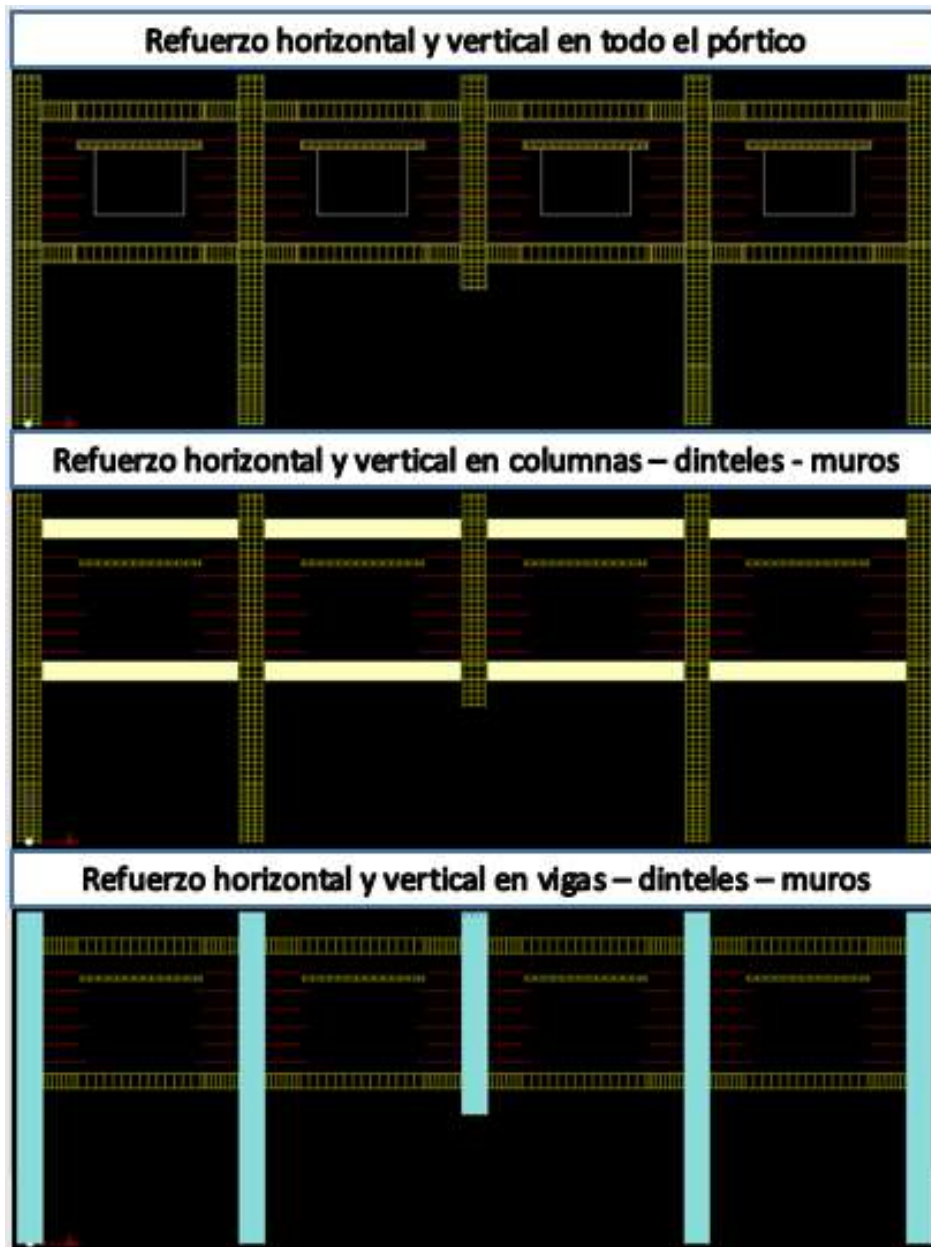
Para construir columnas y vigas en su totalidad, estos elementos tuvieron que ser divididos en partes como se visualiza en la Figura 55. Esto no aplicó para la columna central, la cual se compuso de un solo elemento. Por su lado, la división en partes de los elementos restantes se llevó a cabo debido a que la distribución de estribos es diferente a lo largo de dichos elementos estructurales. En el caso de las columnas, a excepción de la columna central que presenta una distribución uniforme de 50 mm, la separación entre estribos en la parte inferior es cada 33 mm y en el resto de la columna cada 50 mm. Para las vigas, la distribución fue más estrecha en los extremos, siendo la separación de 33 mm mientras que en el medio se mantiene la separación de 67 mm. Esto último se visualiza a mayor detalle en la Figura 56. Detalles del refuerzo en los elementos estructurales se muestran en la Figura 44.

Figura 55. Modelación numérica en ELS



Nota. Adaptado de ELS.

Figura 56. Refuerzo horizontal y vertical de los elementos estructurales

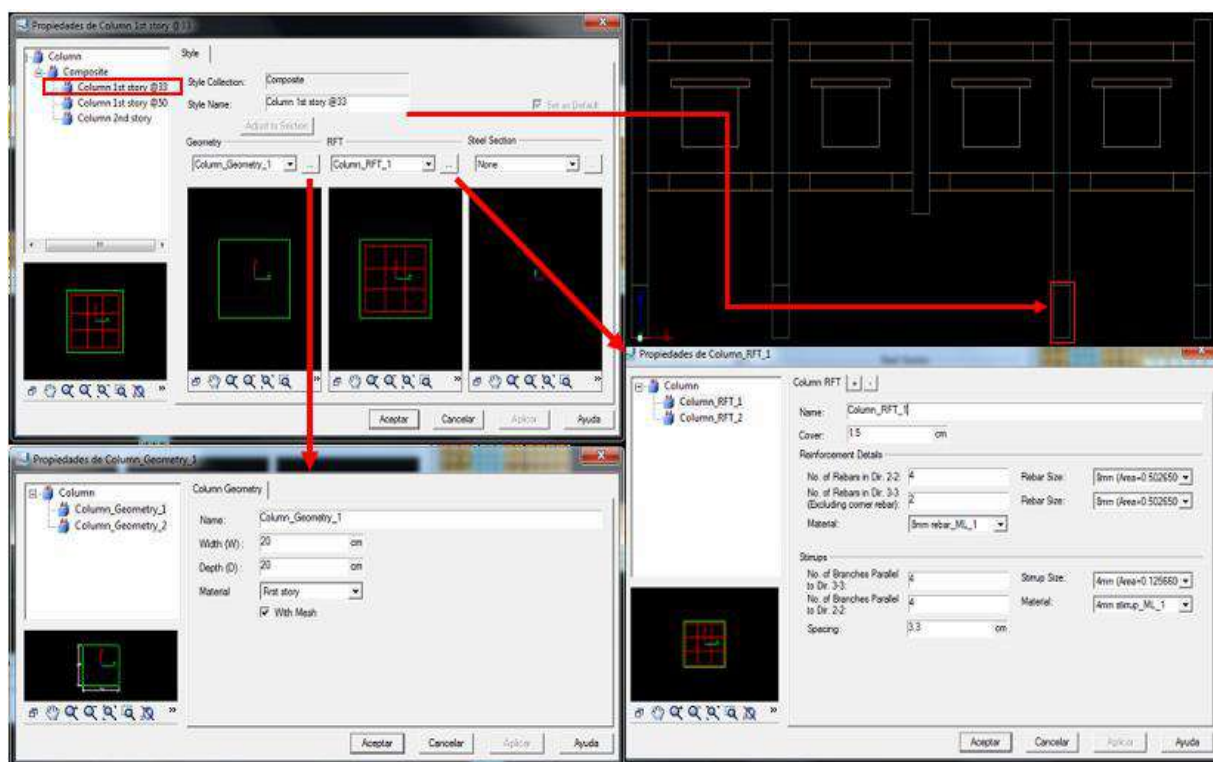


Nota. Adaptado de ELS.

En el caso de la interfaz que emplea el software ELS para la colocación de propiedades en columnas y vigas, esta presenta tres opciones. La primera permite modificar únicamente la geometría del elemento estructural, la segunda permite la colocación de refuerzo en dicha geometría y la tercera permite utilizar diferentes tipos de perfiles de acero por si se requiriera. En este caso, para la presente investigación solo las dos primeras opciones han sido tomadas en cuenta. Un ejemplo de dichas interfaces se muestra en la Figura 57 y Figura 58.

En la Figura 57 se visualiza la interfaz correspondiente a la modelación de una columna. En este caso en la parte superior izquierda se resalta que la configuración corresponde a la columna inferior del primer piso la cual tiene una distribución de estribos cada 33 mm. Asimismo, en la primera opción de geometría se especifican dimensiones de la sección de la columna (200 mm x 200 mm) que se traducen en este cuadro como ancho (*width*) y profundidad (*depth*). En cuanto al material se especificó que este corresponde a concreto del primer piso (*first story*). En la segunda opción de colocación de refuerzo (RFT) se visualiza la colocación de valores correspondientes a el recubrimiento de 15 mm (*cover*), refuerzo longitudinal (*rebar*) en ambas direcciones con barras (*rebars*) de 8 mm y estribos (*stirrups*) de 4 mm colocados a un espaciamiento de 33 mm. Todo lo anterior en concordancia con lo establecido en la Figura 43 y la Figura 44.

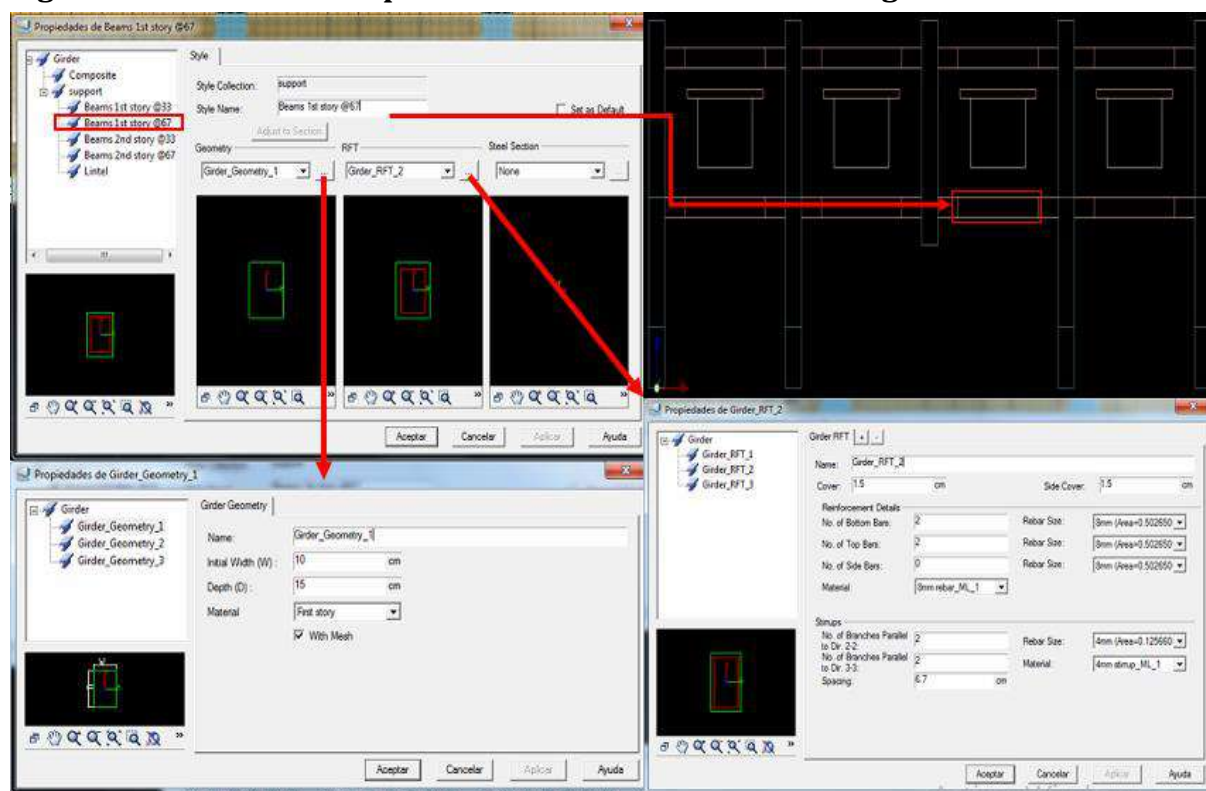
Figura 57. Interfaz correspondiente a la modelación de una columna



Nota. Adaptado de ELS.

En el caso de la Figura 58, esta muestra como ejemplo la configuración correspondiente a la interfaz de colocación de propiedades de una viga del primer piso la cual tuvo una distribución de estribos cada 67 mm. Además, de manera similar a la interfaz de la columna se tiene en la primera opción el ingreso, la información correspondiente a la geometría. En la cual se determinó un ancho (*width*) de 100 mm y una profundidad (*depth*) de 150 mm. También que el material de dicha viga correspondió a concreto del primer piso (*first story*). Para la segunda opción de colocación de refuerzo también se tuvieron barras longitudinales (*rebars*) de 8mm y estribos (*stirrups*) de 4mm con un espaciamiento de 67 mm. Todo esto también acorde a lo descrito en la Figura 43 y la Figura 44.

Figura 58. Interfaz correspondiente a la modelación de la viga



Nota. Adaptación de ELS.

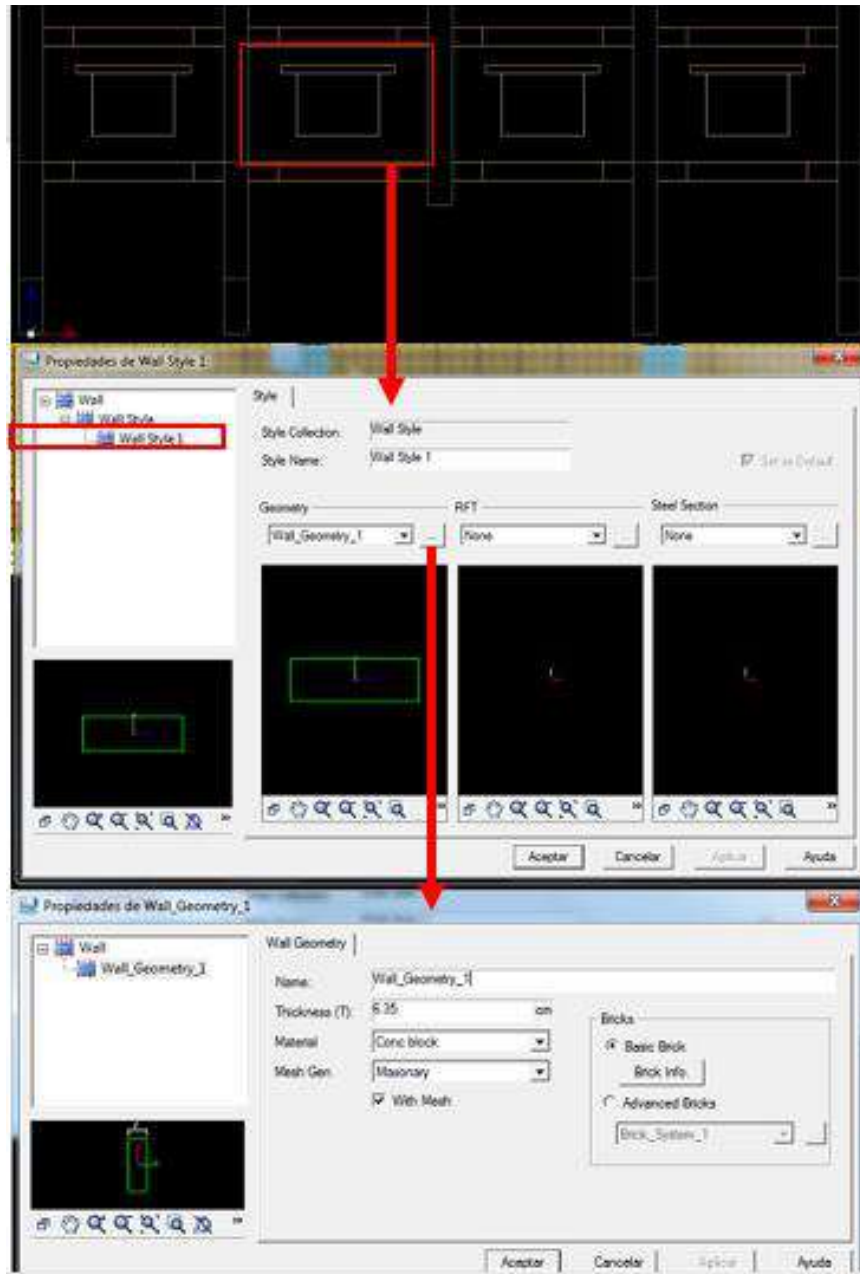
En el caso de los muros, estos se modelaron como elementos únicos, a los cuales se les realizaron aberturas en su interior. Una de estas aberturas fue para simular tal cual la construcción de la ventana central que se tiene en el experimento en físico y la segunda abertura se colocó con motivo de colocación de los dinteles. La Figura 59 y Figura 60 ilustran las interfaces correspondientes a la colocación de dichos elementos. En el caso de los dinteles, estos fueron modelados con la interfaz de viga, pero con las características particulares que tienen los mismos.

En la Figura 59 se tiene que para el muro solo se ha empleado la opción de geometría. En este caso si bien el muro posee un refuerzo horizontal en base a lo mostrado en el experimento en físico, este ha sido colocado aparte y no en la opción de refuerzo en la interfaz de muro. En la opción de geometría se puede visualizar el grosor (*thickness*) del bloque cuyo material equivale a bloque de concreto. Además, dentro la configuración de ladrillos (*bricks*) se tomó la opción de *Basic Brick*, la cual establece el tipo de configuración de muro determinada por el ELS.

En cuanto a la Figura 60 en la opción de geometría se tiene que las dimensiones de la sección del dintel corresponden a un ancho (*width*) de 63.5 mm y profundidad (*depth*) también de 63.5 mm. El material correspondiente para este elemento es concreto de segundo piso (*second story*). En cuanto al refuerzo, esta ventana nos muestra el recubrimiento (*cover*) de 15 mm, barras longitudinales (*rebars*) de 8 mm y estribos de 4 mm (*stirrups*) colocados con una separación de 67 mm, igual que la parte central de las

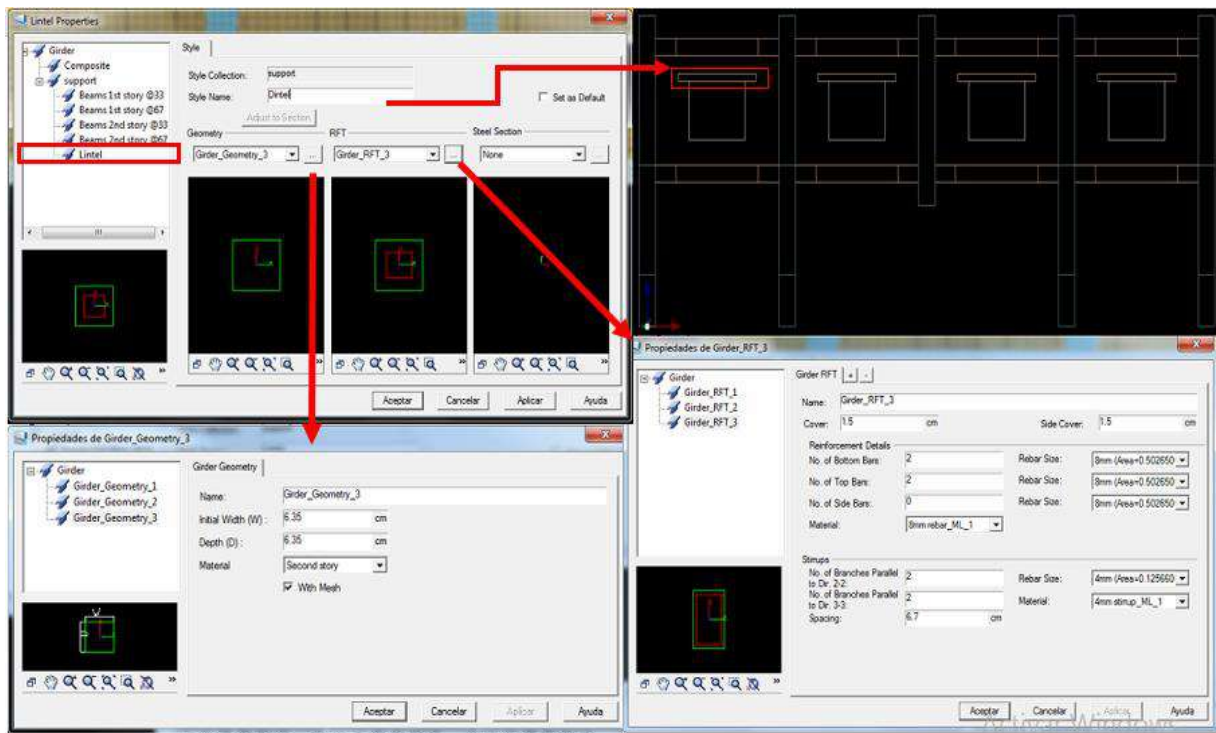
vigas del espécimen. Todas estas características también se muestran en la Figura 43 y la Figura 44 del Capítulo 3.

Figura 59. Interfaz correspondiente a la modelación del muro



Nota. Adaptado de ELS.

Figura 60. Interfaz correspondiente a la modelación de los dinteles



Nota. Adaptado de ELS.

4.2 Propiedades generales de los materiales en el software ELS

Las propiedades a continuación han sido halladas tras una profunda investigación. En primer lugar, se plantearon una serie de propiedades para cada tipo de material. Sin embargo, estas se han ido calibrando y afinando con el fin de mejorar los resultados tanto cuantitativos como cualitativos. Este trabajo se realizó con asesoramiento del consultor senior de ingeniería en *Applied Science International* (ASI), Ayman El-Fouly, quien tiene amplio conocimiento y habilidades destacables sobre el software *Extreme Loading for Structures*. Ayman El-Fouly ha realizado investigaciones con el software ELS aplicando la metodología AEM, una de ellas titulada *Alternate Path Progressive Collapse Analysis of Steel Stud Bearing Wall Structures* (El-Fouly, Booth & Rahman, 2011). Además, ha realizado aportes en trabajos de investigación desarrollados en el mismo campo tal como *Mechanical Models in Structural Engineering* (Lorenzana, Gil, Hernández, Cámara, Compán & Sáez, 2021) y *Seismic Analysis of Unreinforced Masonry Structures with Plan Irregularities* (Hamp, 2021). Su formación laboral en *Applied Science International* y los estudios que ha realizado y en los que ha aportado lo han llevado a tener una formación más sólida en evaluación vulnerabilidad estructural y análisis de colapso progresivo.

4.2.1 Módulo de Young (Young's Modulus)

Es una de las propiedades principales que definen el comportamiento del material, también llamado módulo de elasticidad. Está definida como la relación entre el esfuerzo longitudinal y la deformación unitaria en el rango elástico del material, tanto para esfuerzos de tensión como de compresión. El módulo de Young no puede ser igual a cero o un valor negativo, ya que las deformaciones de la estructura en la etapa elástica dependen mucho de esta propiedad. Las unidades de este parámetro deben estar en: [Fuerza]/[Distancia]² o [M][L]⁻¹[T]⁻². (*Applied Science International*, 2004)

Según el *American Concrete Institute* (2019), el módulo de Young para el concreto se calcula utilizando la fórmula de la Ecuación 20.

$$E_c = W_c^{1.5} 0.14 \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación 20}$$

Donde, E_c es el módulo de elasticidad, W_c es el peso específico del concreto y f'_c es la resistencia a la compresión del concreto.

Con respecto al acero, este código también establece un valor para su módulo de elasticidad siendo 29000000 psi o 2038901.78 Kg/cm². Sin embargo, Shan, Li, Metin, Sezen & Wang (2019), quienes realizaron una investigación con respecto al efecto de los muros parcialmente confinados en el colapso progresivo de pórticos de concreto armado, utilizaron el mismo experimento físico que se detalló en el capítulo 3. Ellos utilizaron las propiedades que se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 2. Módulo de Young para las barras de acero

	Ø8mm	Ø4mm	Ø2mm
Young's Modulus (kg/cm²)	2038901.78	1529574.32	1529574.32

Nota. Adaptado de Shan et al. (2019)

Estos valores para las barras de refuerzo fueron utilizados en un inicio. Tras un análisis detallado realizado por el asesoramiento de Ayman El-Fouly, se sugirió trabajar con el valor de 2038901.78 kg/cm² para todas las barras de acero uniformizando así el valor recomendando por el *American Concrete Institute* (2019) y dando mejores resultados.

Según Kaushik, Rai & Jain (2007), quienes investigaron los esfuerzos y deformaciones de la albañilería bajo carga uniaxial, recomiendan para el mortero y el ladrillo utilizar las fórmulas de la Ecuación 21 y Ecuación 22 respectivamente, para hallar su módulo de Young.

$$\text{Mortero:} \quad E_m = 200 * f_m \quad \text{Ecuación 21}$$

$$\text{Ladrillo:} \quad E_b = 300 * f_b \quad \text{Ecuación 22}$$

Donde, f_m es la resistencia a la compresión del mortero y f_b la resistencia a la compresión del bloque o ladrillo.

4.2.2 Módulo de corte (*Shear Modulus*)

Este parámetro es la relación entre el esfuerzo cortante y la deformación por corte dentro del rango elástico. Su valor no puede ser cero ni negativo y está definido tanto para el concreto como para el acero por la Ecuación 23, según el *American Concrete Institute* (2019).

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{Ecuación 23}$$

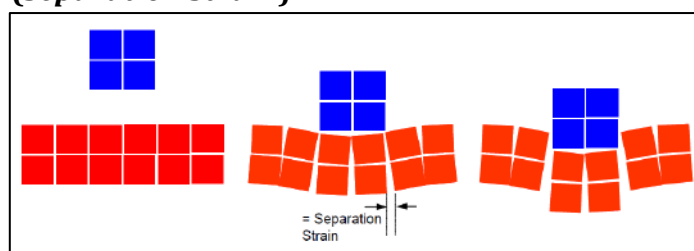
Donde, E es el módulo de Young del concreto o acero y ν es el coeficiente de Poisson. Con respecto a este último coeficiente, según el International Federation for Structural Concrete (2013), el valor de Poisson para el concreto va alrededor de 0.14 y 0.26. Según este documento el valor de 0.20 es el que cumple con gran precisión. Mientras que, para el acero, Ayman El-Fouly recomendó un valor de 0.25, siendo también el valor de Poisson por defecto del ELS.

Con respecto al mortero y bloque de concreto, Lekhnitskii (1963) realizó una suposición simple de diseño utilizando un valor de Poisson de 0.25 dando una ecuación para el módulo de corte igual a $G=0.4E$. Esta relación también es presentada en el *Eurocode 6* (1995) recomendando que, si se presenta la ausencia de un valor más preciso, se puede suponer que el módulo de corte G es el 40% del módulo de elasticidad.

4.2.3 Deformación de separación (*Separation Strain*)

Conforme al *Applied Science International* (2004), la deformación por separación representa la deformación de los elementos generados por el ELS que conforman un material como se muestra en la Figura 61. Cuando la separación máxima ha sido alcanzada y los elementos vuelven a entrar en contacto, se comportarán como dos cuerpos rígidos diferentes que entraron en contacto. Por ello, cada material tiene su deformación de separación dependiendo de su deformación final y de la carga aplicada; si es monótona, las grietas tienden a mantenerse abiertas; y si es cíclica, las grietas pueden cerrarse y abrirse.

Figura 61. Deformación de separación (Separation Strain)



Nota. Adaptado de *Applied Science International* (2004).

El *Applied Science International* (2004) recomienda un rango de deformación entre 0.1 y 0.2. Por consiguiente, en esta investigación, se utilizó para el concreto y el acero los valores de 0.15 y 0.1 respectivamente, basándonos en el análisis de sensibilidad que realizó Córdova Salinas (2020), en el cual concluye que dichos valores fueron los que dieron los mejores resultados tratándose de una simulación de colapso progresivo.

En relación con el mortero y bloque de concreto, Zerín, Hosoda, Salem & Mahmud (2017) recomiendan los valores de 0.15 para ambos materiales. No obstante, Ayman El-Fouly tras una serie de calibraciones realizadas, recomendó mejores resultados con un valor de 1 para el acero, mortero y bloque de concreto, dando oportunidad a que los elementos se deformen más sin llegar a la deformación máxima evitando que se comporten como cuerpos independientes y rígidos.

4.2.4 Peso Específico (Specific Weight)

El peso específico de cada material se calcula como la multiplicación de la masa específica por la aceleración gravitacional, donde la masa específica es la masa por unidad de volumen del material. Es necesario señalar que, si su valor es cero, no se considerará el peso propio y el efecto dinámico no será incluido en el comportamiento. Según el *American Concrete Institute* (2019) y la Norma Peruana E 020 (2006), el peso específico para el concreto y el acero es de 2400 kg/m^3 y 7850 kg/m^3 respectivamente.

Para el mortero, según la Norma Peruana E 020 (2006), su peso específico es de 2000 kg/m^3 . En tanto que para el bloque de concreto utilizado como unidad de carga tiene una densidad de bloque en el rango $1200 - 1800 \text{ kg/m}^3$. (Bhavani Siram, 2012). Por lo tanto, se eligió utilizar una densidad de 1800 kg/m^3 para los bloques de concreto.

4.2.5 Coeficiente de fricción (Friction Coefficient)

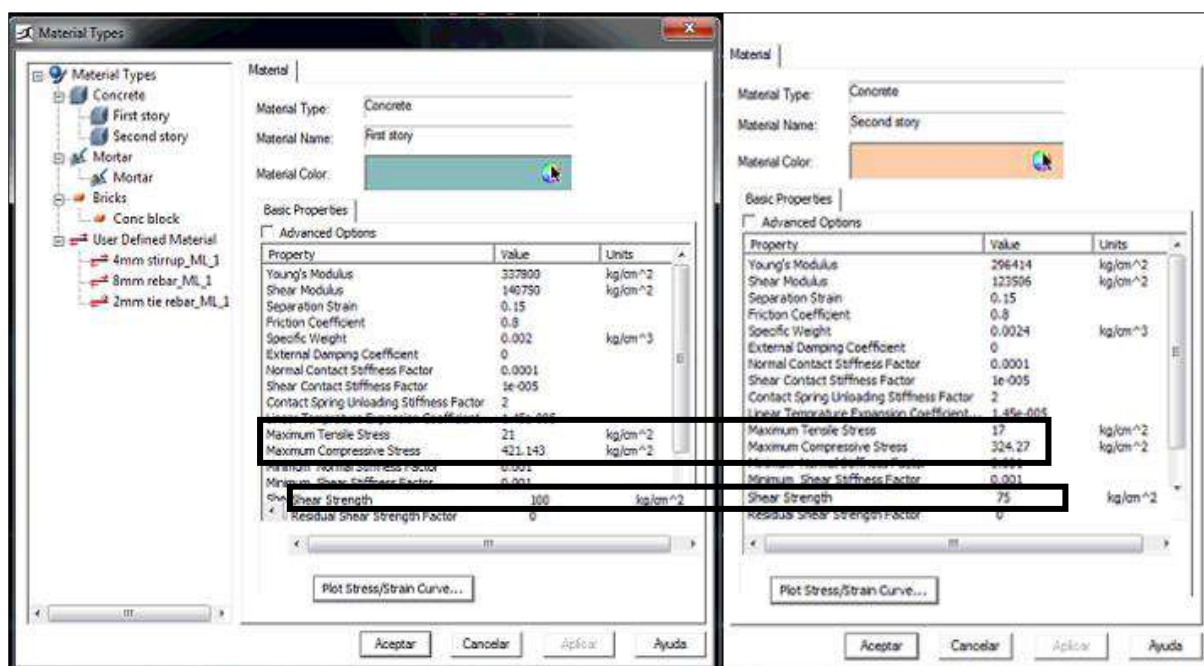
Este coeficiente es un factor importante que ayuda a calcular la envolvente de falla de corte-compresión de Mohr Coulomb permitiendo conocer el esfuerzo cortante del material, así como la fricción que hay cuando diferentes elementos entran en contacto.

El coeficiente de fricción mayormente utilizado en varios de sus modelos para el concreto y el acero en el ELS es de 0.80. Con respecto al mortero y a los bloques de concreto, se utilizó un coeficiente de 0.65 y 0.60 respectivamente, de acuerdo con Zerín et al. (2017).

4.3 Propiedades del concreto

La Figura 62 muestra la interfaz de material para el concreto del primer piso y segundo piso. En este caso propiedades como Módulo de Young (*Young's Modulus*), módulo de corte (*Shear Modulus*), separación de la deformación (*Separation Strain*), coeficiente de fricción (*Friction Coefficient*) y peso específico (*Specific weight*) y sus respectivos valores fueron expresados anteriormente. En este espacio se procederá al desarrollo de las propiedades mecánicas que caracterizan al material concreto tales como la compresión, tensión y corte.

Figura 62. Interfaz de propiedades para el concreto



Nota. Adaptado de ELS.

4.3.1 *Máximo esfuerzo de compresión (Maximum Compressive Stress)*

Se entiende por máximo esfuerzo de compresión al valor con el cual el concreto falla por compresión. Las unidades en las que se coloca dicho parámetro en la interfaz de ELS para la presente modelación son de kilogramos fuerza /centímetro al cuadrado (kg/cm^2), a lo cual corresponde el análisis dimensional de: $[\text{Fuerza}]/[\text{Distancia}]^2$ o $[\text{M}][\text{L}]^{-1}[\text{T}]^{-2}$. Los valores dados por el estudio realizado por Shan et al. (2016) fueron de 421.14 kg/cm^2 para el concreto del primer piso y 324.27 kg/cm^2 para segundo piso.

4.3.2 *Máximo esfuerzo de tensión (Maximum Tensile Stress)*

El máximo esfuerzo de tensión refiere al valor de esfuerzo en el que ocurre el agrietamiento frente a cargas de tensión. Las unidades en las que se coloca dicho parámetro en la interfaz de ELS para la presente modelación son de kilogramos fuerza /centímetro al cuadrado (kg/cm^2), a lo cual corresponde el análisis dimensional de: $[\text{Fuerza}]/[\text{Distancia}]^2$ o $[\text{M}][\text{L}]^{-1}[\text{T}]^{-2}$. En base al estudio realizado por Shan, Li, Metin, Sezen & Wang (2019), el valor de este esfuerzo se asumió como:

$$\text{Tensile Stress} = 0.6228x\sqrt{f'_c}$$

Donde “ f'_c ” equivale al valor de máximo esfuerzo de compresión del concreto, pero en unidades de mega pascales (MPa). En ese sentido, haciendo las conversiones previas, en un primer momento, se emplearon valores de 40.81 kg/cm^2 y 35.81 kg/cm^2 para primer y segundo piso respectivamente. No obstante, tras el asesoramiento del consultor Ayman El-Fouly quien posee experiencia con el software ELS (apartado 4.2) las magnitudes finalmente utilizados fueron de 21 kg/cm^2 para concreto del primer nivel y de 17 kg/cm^2 para concreto del segundo nivel. Durante el proceso de investigación no se encontraron referencias sobre valores específicos para el esfuerzo de tensión. Sin embargo, se logró identificar un rango de valores porcentuales comúnmente observado en otros trabajos para la relación entre el esfuerzo de tensión y el esfuerzo de compresión. Estos valores fueron del 6%, 7% y 8% para distintos modelos numéricos pertenecientes a las investigaciones de Zerín, Salem, Hosoda & Amanat (2015), Moldovan, Marchiş & Ioani (2014) y Salem, El-Fouly & Tagel-Din (2009) respectivamente. Para el caso de la presente tesis el valor de la relación osciló alrededor del 5% y se aproximó al rango anteriormente mencionado, tanto para concreto del primer y segundo piso. Entendemos que el consultor Ayman pudo haber utilizado dicha relación para estimar el esfuerzo de tensión a partir del esfuerzo de compresión. Lo anterior se justificaría por el hecho de que este comportamiento estructural (pórtico de concreto armado con albañilería confinada) es un comportamiento que no ha sido previamente modelado y simulado en software ELS, por ende, no hubo valores específicos de referencia que pudieron haber sido empleados.

4.3.3 Resistencia al corte (*Shear Strength*)

La resistencia al corte se entiende como el valor de resistencia de un material a corte puro, es decir, cuando los esfuerzos de compresión son nulos o cero. Una ampliación de dicha información se muestra en el apartado 2.4.1 que menciona qué ha de suceder si el material está sujeto a carga combinada de corte y compresión. Las unidades en las que se coloca dicho parámetro en la interfaz de ELS para la presente modelación son de kilogramos fuerza/centímetro al cuadrado (kg/cm^2), a lo cual corresponde el análisis dimensional de: $[\text{Fuerza}]/[\text{Distancia}]^2$ o $[M][L]^{-1}[T]^{-2}$. De manera similar al apartado anterior, en un primer momento en base a la investigación realizada por Maekawa, Pimanmas & Okamura (2003) se planteó emplear la Ecuación 24 para la obtención de valor específico de resistencia al corte.

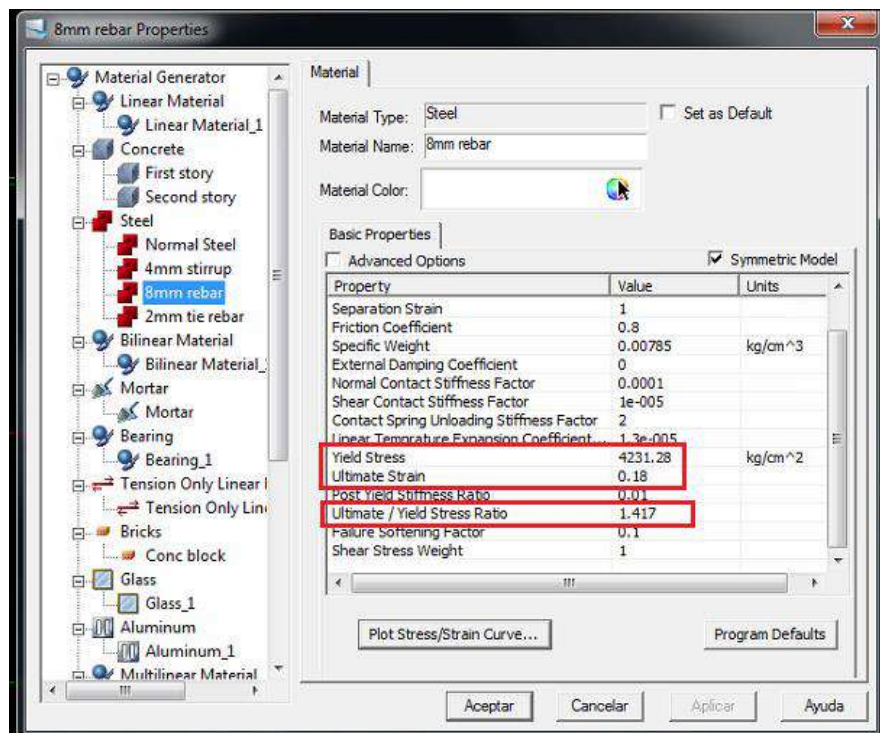
$$\text{Shear Strength} = 3.83(f'c)^{1/3} \quad \text{Ecuación 24}$$

En dicha ecuación el valor de “ $f'c$ ” debe estar en unidades de MPa. Es así, que los valores de resistencia al corte colocados para concreto de primer y segundo piso fueron de 134.92 kg/cm^2 y 123.66 kg/cm^2 . Similar al caso del máximo esfuerzo a la tensión, tras el asesoramiento del consultor Ayman El-Fouly quien posee experiencia con el software ELS (apartado 4.2) entendemos que Ayman siguió un proceso de calibración producto de la prueba y error de magnitudes en una determinada cantidad de simulaciones numéricas. Encontrando que las magnitudes que dieron mejores resultados para la resistencia al corte finalmente fueron de 100 kg/cm^2 para concreto del primer nivel y 75 kg/cm^2 para concreto del segundo nivel. Esto se debió también a que en la revisión de antecedentes no se ha identificado alguna investigación en software ELS que haya desarrollado o enfocado su atención en un experimento de este tipo en particular (pórtico de concreto armado con albañilería confinada).

4.4 Propiedades del acero

Las propiedades para el acero como esfuerzo de fluencia, deformación última y la relación entre esfuerzo último y de fluencia fueron planteadas en un inicio usando la interfaz de material tipo acero en el ELS (Figura 63). Sin embargo, tras el asesoramiento de Ayman El-Fouly, se recomendó utilizar una interfaz diferente llamada material definido por el usuario (*User Defined Material*), la cual requiere de otras propiedades y parámetros, que se mencionarán posteriormente en este apartado.

Figura 63. Interfaz y propiedades del material tipo acero



Nota. Adaptado de ELS.

4.4.1 Esfuerzo de fluencia de tensión/compresión (Tensile/Compressive Yield Stress)

Según la *Applied Science International* (2004), el esfuerzo de fluencia es una propiedad característica del acero. Se trata del esfuerzo de compresión o tensión al cual el acero fluye sin que se deforme permanentemente. Las unidades que se utilizan para esta propiedad son $[Fuerza]/[Distancia]^2$ o $[M][L]^{-1}[T]^{-2}$.

Para la simulación del experimento físico, Shan et al. (2016) emplearon en su estudio diferentes valores de *yield stress* de acuerdo con el diámetro de los aceros. Estos se pueden observar en la Tabla 3.

Tabla 3. Valores de *Yield Stress* de acuerdo con el diámetro de cada barra de acero

	Ø8mm	Ø4mm	Ø2mm
<i>Yield Stress (kg/cm²)</i>	4231.28	2396.33	3456.84

Nota. Adaptado de Shan et al. (2016).

4.4.2 Deformación última de compresión/tensión (Tensile/Compressive Ultimate Strain)

Es la deformación unitaria que corresponde al esfuerzo último del acero tanto para tensión como compresión. Este parámetro utiliza como unidad el porcentaje (%).

Shan et al. (2016) también utilizaron valores en su investigación para dicho parámetro. Para la barra de acero con diámetro de 8 mm, utilizaron un valor de 0.18; para la de 4 mm, 0.31; y para la de 2 mm, 0.28.

4.4.3 Esfuerzo último / Esfuerzo de fluencia de compresión/tensión (Tensile/Compressive Ultimate Strength / Yield Stress Ratio)

Esta relación que utiliza ELS se define como la relación entre el esfuerzo último y el esfuerzo de fluencia (límite elástico). No tiene unidades, es decir, es adimensional, y se encuentra dentro de un rango de 1.11-1.67. (*Applied Science International*, 2004)

Para poder sacar esta relación se necesita del esfuerzo de fluencia y el esfuerzo último, de los cuales Shan et al. (2016) dispusieron de diferentes valores de acuerdo con cada diámetro tal como las demás propiedades del acero. En la Tabla 4 se puede visualizar la relación final que se utilizó en el ELS.

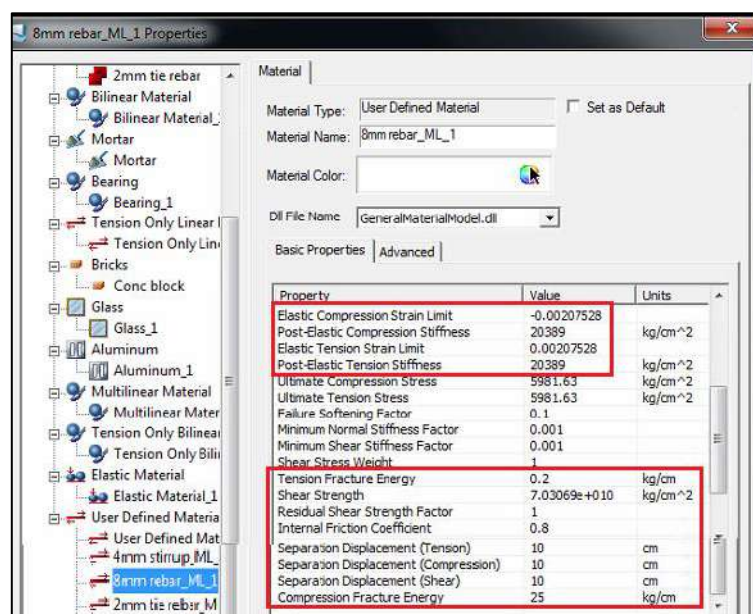
Tabla 4. Ultimate Strength / Yield Stress RATIO

	Ø8mm	Ø4mm	Ø2mm
Yield Stress (kg/cm²)	4231.28	2396.33	3456.84
Ultimate Strength (kg/cm²)	5981.63	3276.14	4024.58
Ultimate Strength / Yield Stress RATIO	1.414	1.367	1.164

Nota. Adaptado de Shan et al. (2016)

Es necesario el conocimiento teórico de las propiedades anteriormente mencionadas y definidas, ya que son necesarias para poder entender los parámetros y propiedades que se necesitan en la interfaz del User Defined Material (Figura 64).

Figura 64. Interfaz y propiedades del Material definido por el usuario (User Designed Material)



Nota. Adaptado de ELS.

4.4.4 Límite de deformación de tensión/compresión elástica (*Elastic Tensión/Compression Strain Limit*)

Es el límite de elasticidad en compresión o tensión, más allá del cual el material se comporta de manera inelástica. En este caso, para materiales dúctiles como el acero, es la deformación elástica por tracción. Es decir, el esfuerzo de fluencia entre el módulo de Young (*Applied Science International*, 2004).

De esta forma, los valores para cada diámetro de las barras de refuerzo de este experimento se muestran en la Tabla 5. Cuando se trata de la compresión, al valor se le antecede el signo negativo.

Tabla 5. Valores para el límite de deformación de tensión/compresión elástica

	Ø8mm	Ø4mm	Ø2mm
<i>Yield Stress (kg/cm²)</i>	4231.28	2396.33	3456.84
<i>Young's Modulus (kg/cm²)</i>	2038901.78	2038901.78	2038901.78
<i>Elastic Tension/Compression Strain Limit</i>	+/- 0.00207528	+/- 0.0011753	+/- 0.00169544

Nota. Adaptado de Shan et al. (2016)

4.4.5 Rigidez de compresión/tensión post-elástica (*Post-Elastic Compression/Tension Stiffness*)

Se define como la rigidez que sigue directamente a la etapa elástica compresiva o de tensión. Cuando se trata de materiales dúctiles como el acero, el valor se toma como $0.01 \times E_s$ (Módulo de Young) tanto para la rigidez post-elástica de compresión y tensión. Mientras que, para materiales como el concreto, la rigidez post-elástica de compresión es la rigidez inicial del concreto (E_c) y la rigidez post-elástica de tensión es igual a un mínimo de $0.05 \times E_c$ (*Applied Science International*, 2004).

Por lo tanto, el valor que se utilizó para las barras de refuerzo de este experimento es de 20389.02 kg/cm².

$$\text{Post Elastic Stiffnes} = 0.01 * 2038901.78 = 20389.02$$

4.4.6 Energía de fractura por tensión (*Tensión Fracture Energy*)

Es la energía necesaria para abrir una grieta. El *Applied Science International* (2004) recomienda valores dentro del rango de 0.1-0.2 kg/cm² para el concreto; sin embargo, no sugiere valores para el acero. Por ello, tras el asesoramiento de Ayman El-Fouly, se recomendó usar el valor máximo de 0.2 kg/cm².

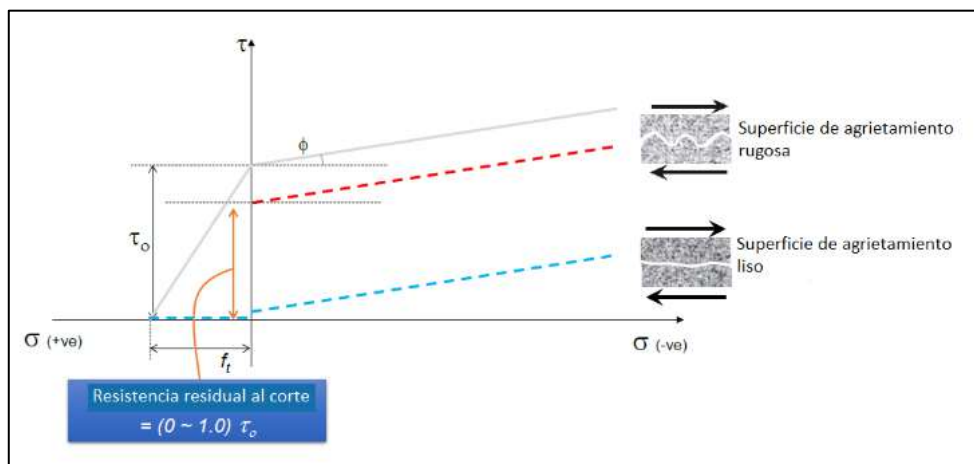
4.4.7 Energía de fractura por compresión (Compression Fracture Energy)

Es la energía consumida durante la falla del concreto en compresión. Se puede suponer valores dentro de 10-25 kg/cm² para el concreto (*Applied Science International*, 2004). Debido a que se está tratando de un material tipo acero y esta es una propiedad que afecta directamente al concreto, Ayman-El Fouly sugirió usar para este experimento el máximo valor del rango, siendo 25 kg/cm².

4.4.8 Coeficiente de fricción interna (Internal Friction Coefficient)

Este coeficiente se presenta en la interfaz del material definido por el usuario (User Defined Material) y representa la tangente del ángulo de fricción interna de un material frágil ($\tan \phi$), donde ϕ se muestra en la Figura 65. (*Applied Science International*, 2004)

Figura 65. Ángulo de fricción interna



Nota. Adaptado de *Applied Science International* (2004).

El valor de coeficiente de fricción interna que se utilizó es de 0.8 para el acero al igual que el coeficiente de fricción.

4.4.9 Desplazamiento por separación (Separation Displacement)

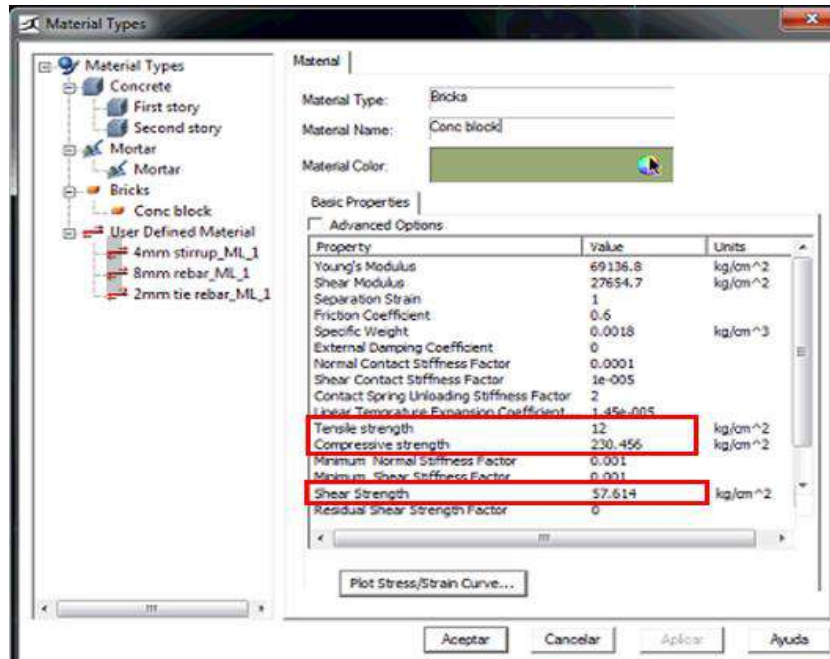
Existen dos formas de definir cuándo los elementos intactos en ELS se separan. Una de ellas es la deformación por separación (*Separation Strain*), la cual se definió en un principio del presente capítulo. Mientras que, el desplazamiento por separación (*Separation Displacement*) utiliza un método alternativo para separar elementos, en el cual se usa el desplazamiento como límite de separación. El uso del desplazamiento hace que la separación sea más genérica ya que es independiente del tamaño de los elementos que pueden diferir en el mismo problema (*Applied Science International*, 2004).

4.5 Propiedades de la albañilería

Los muros de albañilería en la presente investigación se componen básicamente de dos materiales, los bloques de concreto y el mortero con que se enlazan los mismos. La

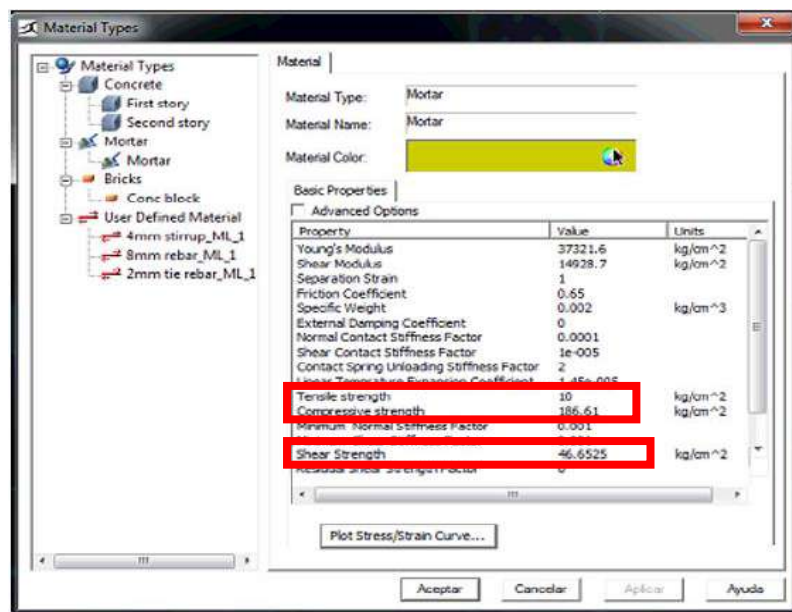
Figura 66 y Figura 67 muestran la interfaz que emplea el software ELS para cada material por separado. La Figura 66 para los bloques o ladrillos (*bricks*) y la Figura 67 para el mortero (*mortar*). En este espacio se procederá a tratar propiedades mecánicas de compresión, tensión y corte para ambos.

Figura 66. Interfaz de propiedades para los bloques de concreto



Nota. Adaptado de ELS.

Figura 67. Interfaz de propiedades para el mortero



Nota. Adaptado de ELS.

4.5.1 Resistencia a la compresión (Compressive Strength)

En este caso, al ser el bloque de albañilería de concreto el valor de resistencia a la compresión en esta interfaz refiere a la magnitud con la cual dicho bloque con ciertas características físicas falla frente ante una sollicitación de carga de compresión. En el caso del mortero, este valor también corresponde a la magnitud con el cual dicho mortero endurecido moldeado en probetas fallará también frente a este tipo de carga de compresión. En ambos casos, las unidades en las que se coloca dicho parámetro en la interfaz de ELS para la presente modelación son de kilogramos fuerza /centímetro al cuadrado (kg/cm^2), a lo cual corresponde el análisis dimensional de: $[\text{Fuerza}]/[\text{Distancia}]^2$ o $[M][L]^{-1}[T]^{-2}$. Los valores de resistencia de compresión dados por la investigación de Shan et al. (2016) fueron de 230.456 kg/cm^2 para el bloque y 186.61 kg/cm^2 para el mortero.

4.5.2 Resistencia a la tensión (Tensile Strength)

Para el bloque de material concreto, dicha resistencia refiere al valor de esfuerzo con el que ocurre el agrietamiento frente a cargas de tensión. Del mismo modo, en el caso del mortero, dicha resistencia representa el valor con el que las probetas compuestas por este material fallan al ser sometidas a tensión. En ambos casos, las unidades en las que se coloca dicho parámetro en la interfaz de ELS para la presente modelación son de kilogramos fuerza /centímetro al cuadrado (kg/cm^2), a lo cual corresponde el análisis dimensional de: $[\text{Fuerza}]/[\text{Distancia}]^2$ o $[M][L]^{-1}[T]^{-2}$.

En primera instancia, para el bloque de concreto, teniendo en cuenta el estudio de Shan, Li, Metin, Sezen & Wang (2019) mencionado anteriormente, se asumió una resistencia a la tensión equivalente al 10% de la resistencia a la compresión. Con ello se propuso entonces un valor de 23.05 kg/cm^2 . Por su lado, para el mortero teniendo como referencia la investigación Zerín, Hosoda, Salem & Mahmud (2017) también se asumió que la resistencia a la tensión de este material equivale también al 10% de la resistencia a la compresión, es decir 18.66 kg/cm^2 . Para ambos materiales, dichos valores fueron referenciales y punto de partida para la calibración. Finalmente, después de que Ayman El-Fouly realizó también una serie de calibraciones con esta propiedad en ambos materiales, se establecieron magnitudes de 12 kg/cm^2 para el bloque y 10 kg/cm^2 para el mortero. Ello representó entonces, una resistencia a la tensión equivalente a un porcentaje de resistencia a la compresión de 5.2% para el bloque de concreto y de 5.4% para el mortero.

4.5.3 Resistencia al corte (Shear Strength)

Teniendo en cuenta lo mencionado en el apartado 4.3.3, la resistencia al corte se entiende como el valor de resistencia de un material a corte puro, es decir, cuando los esfuerzos de compresión son nulos o cero. Para esta propiedad, tanto en el caso del bloque

como del mortero, las unidades en las que se debe colocar los valores en la interfaz de ELS de la presente modelación son de kilogramos fuerza /centímetro al cuadrado (kg/cm^2), a lo cual corresponde el análisis dimensional de: $[\text{Fuerza}]/[\text{Distancia}]^2$ o $[M][L]^{-1}[T]^{-2}$.

En cuanto a las magnitudes empleadas en esta propiedad, en un primer momento se consideró calibrar dicha propiedad, trabajando con porcentajes en función a la resistencia de compresión. Ello, debido a que no se encontró alguna bibliografía confiable que brinde algún valor referencial de esta propiedad. En ese sentido, para colocar un valor de resistencia al corte, primero se asumieron valores del 25%, 20%, 15% y hasta 10% de la resistencia a la compresión. Finalmente, los valores establecidos en conjunto con el asesoramiento de Ayman El-Fouly fueron de 57.61 kg/cm^2 para el bloque de concreto y de 46.65 kg/cm^2 para el mortero. En función a la resistencia a compresión, estos valores representaron un porcentaje del 25% para ambos casos.

4.6 Propiedades avanzadas del material

4.6.1 Coeficiente de amortiguación externa (*External Damping Coefficient*)

En el ELS, la amortiguación está clasificada por amortiguación externa y amortiguación interna. El amortiguamiento interno es causado por muchos factores incluyendo: agrietamiento del concreto, liberación de energía tras carga histerética, fricción entre elementos durante el contacto y el efecto de colisión y rebote (*Applied Science International*, 2004).

Cuando se trata de un caso de análisis no lineal se presenta el amortiguamiento interno; sin embargo, cuando el comportamiento del material es elástico, se necesitará de un coeficiente de amortiguación externa para asegurar una disipación de energía razonable. Para hallar este coeficiente, se parte de la ecuación general dinámica.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = f(t)$$

Donde “m” es la masa, “c” es el amortiguamiento, “k” es la rigidez, “ \ddot{u} ” es la aceleración, “ \dot{u} ” es la velocidad y “u” es el desplazamiento. Siendo así el amortiguamiento “c” igual a la Ecuación 25.

$$C = 2\xi\omega$$

Ecuación 25

Applied Science International (2004) recomienda usar el valor de cero en el ELS como defecto para el coeficiente de amortiguación externa ya que, en muchos casos de análisis no lineal, es suficiente con el amortiguamiento interno. Además, enfatiza que tener un valor de amortiguamiento externo causa una fuerza de desaceleración en la caída de los elementos. Esto significa que los elementos caerán con una lentitud “poco realista”.

4.6.2 Coeficiente de rigidez de contacto normal / cortante (Normal / Shear Contact Stiffness Factor)

Cuando se da un contacto entre los elementos durante el análisis, se generan resortes los cuales se encargan de transferir energía. La rigidez de estos resortes debe tener un valor razonable, ya que tener un valor muy alto causa una gran fuerza de choque entre elementos. Mientras que, si este es bajo, ocasiona una reducción en las fuerzas transmitidas por los resortes.

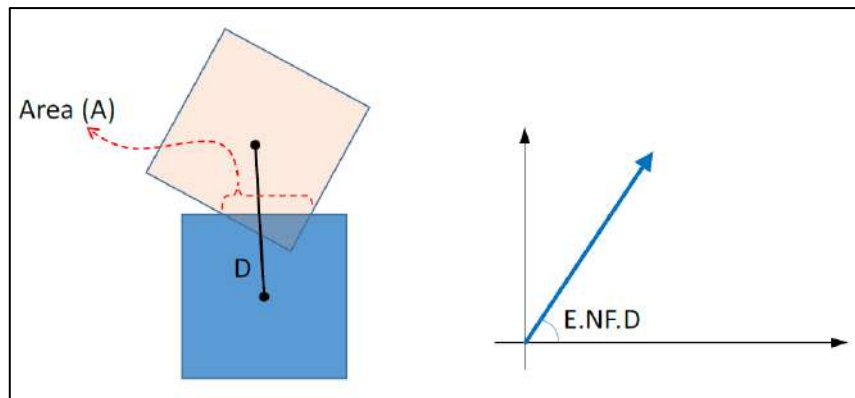
La cantidad de resortes que se generan en cada punto de contacto son tres: uno normal y dos de corte. Dependiendo del tipo de contacto que se dé, el resorte normal se genera perpendicular al plano de contacto, mientras que los dos resortes de corte pertenecen al plano de contacto (*Applied Science International*, 2004).

Si dos elementos con diferente material y propiedades colisionan, las propiedades del resorte son gobernadas por el material que tenga las propiedades con menor resistencia. De esta forma, para calcular la rigidez del resorte se sigue la Ecuación 26.

$$K = \frac{EA}{D} \quad \text{Ecuación 26}$$

Donde “E” es el Módulo de Elasticidad mínimo entre los dos elementos, “A” es el área promedio de contacto entre los dos elementos y “D” es la distancia de centro a centro de los elementos. Esto se puede visualizar en la Figura 68.

Figura 68. Parámetros para el cálculo del Normal Contact Stiffness



Nota. Adaptado de Applied Science International (2004).

El Normal Stiffness Factor “NF” se calcula a través de la Ecuación 27.

$$NF = \frac{A}{D^2} \quad \text{Ecuación 27}$$

Por ende, para hallar la rigidez del resorte normal se utilizarían la Ecuación 28.

$$K = E * NF * D$$

Ecuación 28

Por defecto, un valor que recomienda la *Applied Science International* (2004) para el *Normal Stiffness Contact Factor* es de 0.0001.

El *Shear Stiffness Contact Factor* es similar al *Normal Stiffness Contact Factor*, pero debido a que la fuerza normal es más grande que la cortante, su valor por defecto es de 0.00001. (*Applied Science International*, 2004)

Este factor es mayormente afectado por la fricción entre los elementos, por lo tanto, cuando la fuerza de corte es menor a la fuerza normal x coeficiente de fricción, se utiliza la Ecuación 29. No obstante, cuando es mayor, se emplea la Ecuación 30.

$$K_s = G * SF * D$$

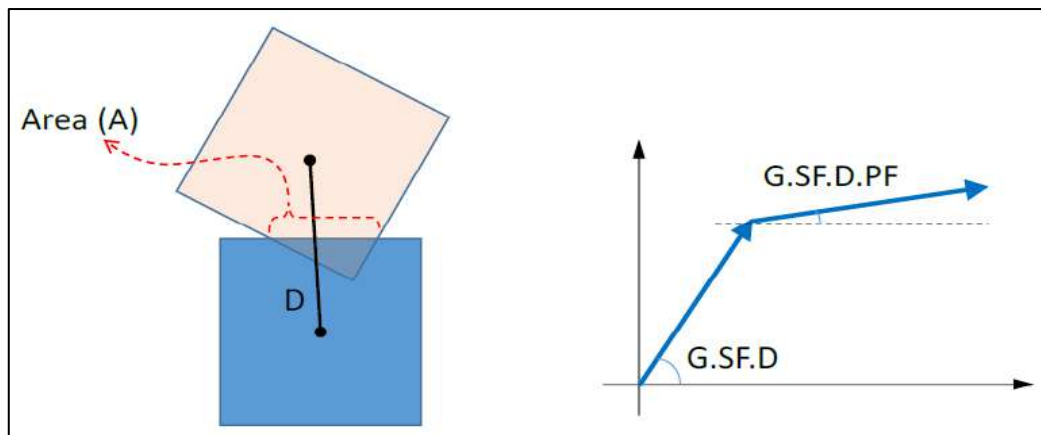
Ecuación 29

$$K_s = G * SF * D * PF$$

Ecuación 30

Donde “ K_s ” es la rigidez de corte, “ G ” es el módulo de corte, “ SF ” es el *Shear Stiffness Factor* y “ PF ” es el *post failure factor*. Este factor se puede visualizar en la Figura 69.

Figura 69. Parámetros para el cálculo del *Shear Contact Stiffness*



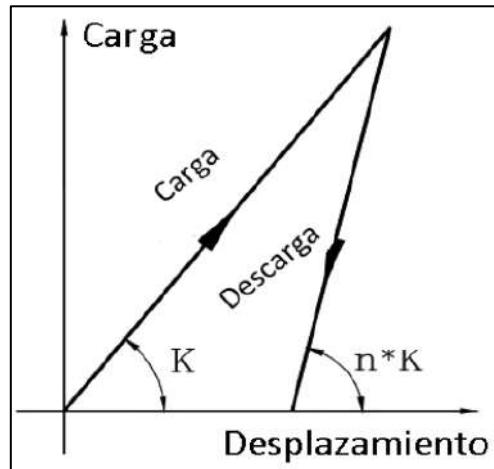
Nota. Adaptado de *Applied Science International* (2004).

4.6.3 Factor de descarga de resorte de contacto (*Contact Spring Unloading Stiffness Factor*)

Cuando ocurre colisión entre elementos, parte de la energía cinética de los elementos se pierde. ELS toma un factor de rebote “ r ” el cual es la relación entre la velocidad relativa de los elementos antes y después de la colisión. El valor de este factor va de 0 a 1. El tener un valor de 1 significa que la velocidad relativa después de la colisión es la misma, es decir, no hay disipación de energía en lo absoluto. Mientras que el tener un valor de 0 significa que hay pérdida de energía cinética (*Applied Science International*, 2004).

En la Figura 70, se puede observar la relación entre carga y descarga en relación con un resorte tras el contacto de elementos.

Figura 70. Relación de carga-descarga de un resorte antes y después del contacto



Nota. Adaptado de *Applied Science International* (2004).

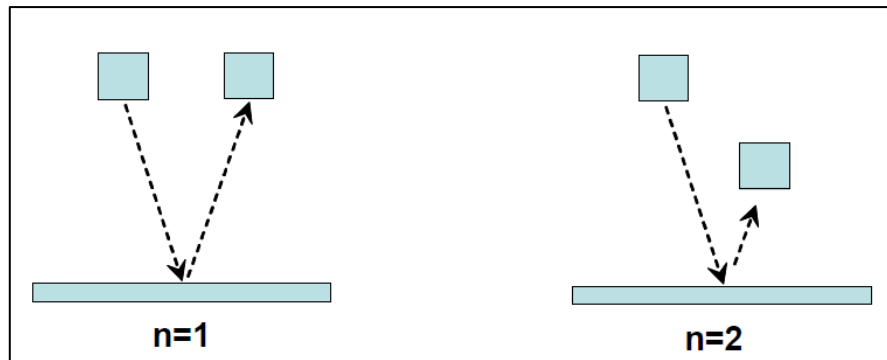
Se puede visualizar el factor “n”, el cual representa la relación entre la rigidez de carga y descarga del resorte. El valor de “n” se correlaciona con el factor “r” a través de la Ecuación 31. Si “n” tiene un valor igual a 1 significa que no hay disipación de energía durante el contacto, y si “n” tiende al infinito, hay energía cinética perdida durante la colisión. (*Applied Science International*, 2004)

$$r = \frac{1}{\sqrt{n}} \quad \text{Ecuación 31}$$

En la Figura 71, se puede observar el efecto del factor “n”.

En la presente investigación no se estudió este parámetro ya que no forma parte de los objetivos de esta. Por lo tanto, se utilizó el valor por defecto del ELS, el cual es 2.

Figura 71. Efecto de rebote y pérdida de energía cinética con diferentes valores de n



Nota. Adaptación de *Applied Science International* (2004).

4.6.4 Coeficiente de expansión lineal por temperatura (Linear Temperatura Expansion Coefficient)

Los cambios de temperatura en los resortes y el coeficiente de expansión térmica de cada material pueden causar deformaciones. Por lo tanto, en el ELS cada usuario debe definir el coeficiente de expansión térmica para cada material, así como la distribución de la temperatura alrededor del elemento. Las deformaciones en cada resorte se calculan con la Ecuación 32 (*Applied Science International*, 2004).

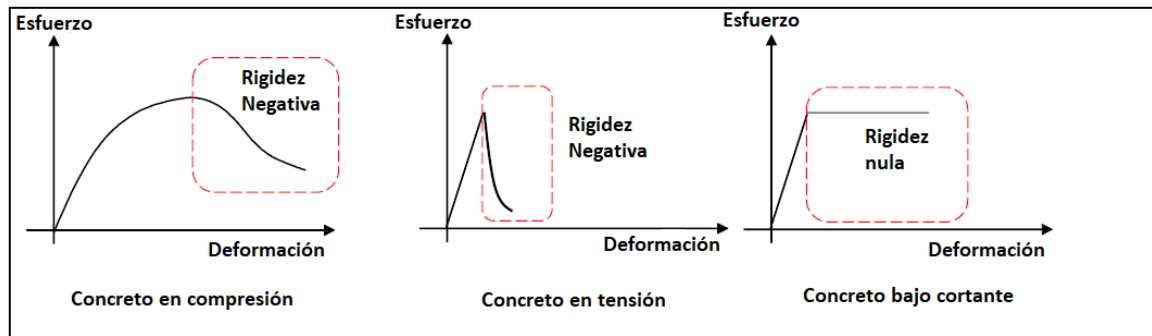
$$\varepsilon = \alpha \Delta T \quad \text{Ecuación 32}$$

Donde “ α ” es el coeficiente de expansión térmica y “ ΔT ” es el cambio de temperatura.

Dado que en la presente investigación no se simuló con cambios de temperatura, se usaron los valores por defecto que da el ELS.

4.6.5 Factor de rigidez mínima normal o por cortante (Minimum Shear / Normal Stiffness Factor)

De acuerdo con *Applied Science International* (2004), cuando la rigidez tangencial es muy pequeña, es decir, cero o negativa, se recomienda utilizar una rigidez mínima para evitar problemas numéricos de divergencia durante el análisis. Como se puede visualizar en la Figura 72, la rigidez normal del concreto en compresión antes y después del punto máximo, la rigidez a cortante del concreto después de la falla por cortante y la rigidez normal del concreto después de la fisuración en tensión, son muy pequeñas. Por lo tanto, se utiliza un factor mínimo para representar la relación entre la rigidez mínima y la inicial.

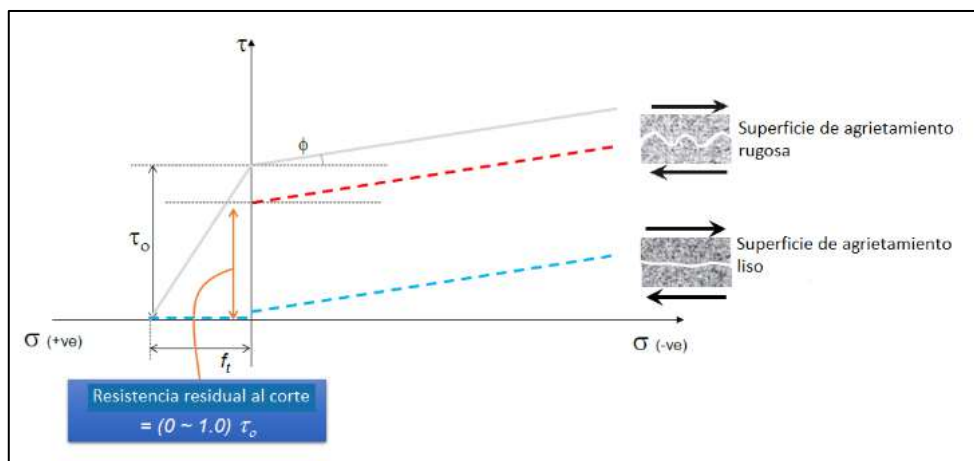
Figura 72. Factores de rigidez mínimos del concreto bajo normal y cortante

Nota. Adaptado de *Applied Science International* (2004).

es, sugirió utilizar un valor de 0.001 para mejores resultados.

4.6.6 Factor de resistencia al corte residual (*Residual Shear Strength Factor*)

Tras el agrietamiento de un elemento con un material frágil como el concreto agrietado, el esfuerzo cortante que se transfiere por la grieta se ve afectado tanto por la rugosidad superficial de la grieta como por los esfuerzos normales que actúan sobre ella. Cuando la superficie de la fisura es ondulada, la transferencia de esfuerzos cortantes tiene un valor bastante considerable. Sin embargo, si se tratase de una fisura con superficie lisa, la transferencia de corte es muy pequeña. Por ello, este factor representa la relación entre la resistencia al corte residual y el valor de la resistencia al corte original y toma valores dentro de 0 a 1 (Applied Science International, 2004).

Figura 73. Resistencia residual al corte

Nota. Adaptado de *Applied Science International* (2004).

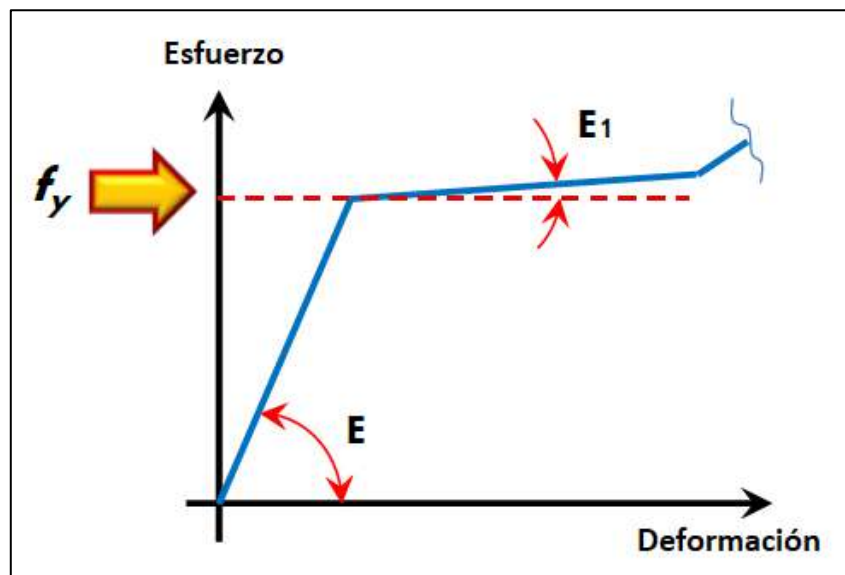
Si la superficie de la grieta es lisa, la resistencia al corte residual se desprecia en el ELS. Este factor también lleva el nombre de “Roughness Factor”.

En este experimento para los materiales tales como el concreto, el mortero y el bloque de concreto se utilizó un valor para superficie de agrietamiento liso, es decir, un valor de cero. En cambio, para las barras de refuerzo, se utilizó superficie de agrietamiento rugosa con un valor de 1.

4.6.7 *Ratio de rigidez post fluencia en tensión o compresión (Tensile / Compressive Post - Yield Stiffness Ratio)*

Este parámetro es único para el acero y materiales bilineales. Como se conoce, la meseta del estado de fluencia del acero es horizontal, por lo tanto, la rigidez es nula. Por ello, para evitar divergencias numéricas se utiliza un valor pequeño para la rigidez del acero después de fluencia (E_1), el cual es por defecto el 1% del módulo de elasticidad del acero (E). De acuerdo con la Figura 74, la rigidez del acero después de la fluencia es entre el módulo tangente del acero posterior y anterior a la fluencia, es decir, igual a E_1/E . El valor predeterminado de esta relación para el acero y otros materiales bilineales es 0.01 (*Applied Science International*, 2004).

Figura 74. Ratio de rigidez post-fluencia



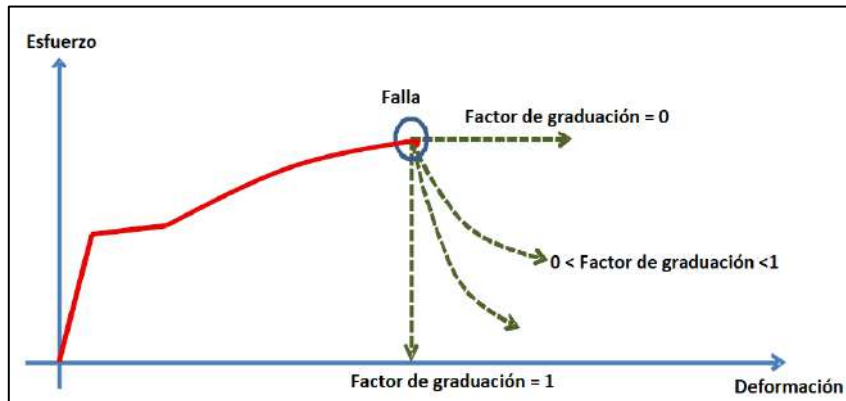
Nota. Adaptado de *Applied Science International* (2004).

4.6.8 *Factor de graduación de falla (Failure Softening Factor)*

La ruptura de algún material dúctil como las barras de refuerzo ocasiona que se alcancen niveles de tensión altos. Sin embargo, la pérdida repentina de estas tensiones puede causar otra alta concentración de tensiones en otras zonas y problemas numéricos durante el análisis. Por lo tanto, el ELS presenta un factor de ablandamiento de falla, el cual las tensiones que se generan después de la ruptura se liberan progresiva y gradualmente. Este factor tiene valores de 0 a 1 (Figura 75), al utilizar el valor de 1 significa que la tensión cae repentinamente sin ninguna graduación, mientras que un

valor de 0 significa que la tensión se mantiene constante después de la falla y el material tiene un comportamiento plástico. La *Applied Science International* (2004) recomienda un valor intermedio, siendo 0.1 por defecto el más razonable.

Figura 75. Failure softening factor



Nota. Adaptado de *Applied Science International* (2004).

4.6.9 Factor de esfuerzo cortante en barras de reforzamiento (*Shear stress weight in reinforcing bars*)

De acuerdo con la *Applied Science International* (2004), la fractura de una barra de refuerzo depende tanto de los esfuerzos normales como de corte, tal como se describe en la Ecuación 33.

$$\sqrt{\sigma_1^2 + \tau_1^2 + \tau_2^2} = f_u \quad \text{Ecuación 33}$$

Donde, σ_1 es el esfuerzo normal, τ_1 y τ_2 son los esfuerzos de corte en ambas direcciones y f_u es la resistencia última de la barra de acero.

Cuando la barra de refuerzo se somete a esfuerzos de corte elevados, puede provocar una falla temprana. Por ello, se introduce el *Shear Stress Weight* para contrarrestar la falla potencial temprana. Los valores de este parámetro oscilan entre 0 y 1, siendo 0 significado de que el esfuerzo cortante es nulo en la Ecuación 32, mientras que el valor unitario significa que todos los esfuerzos cortantes se toman en el análisis.

Para la presente investigación, se optó por usar el valor por defecto que da el ELS y que se usa en las demás simulaciones predeterminadas del programa, el cual fue 1. Dado que son muchos parámetros y propiedades para cada material, en la Tabla 6, Tabla 7, Tabla 8, Tabla 9 se presenta un resumen de los valores utilizados para el concreto, acero, mortero y bloque de concreto.

Tabla 6. Resumen de los valores para las propiedades del concreto

MATERIAL: CONCRETO			
Propiedad		Concreto de 1er Piso	Concreto de 2do Piso
Young's Modulus	kg/cm2	337799.96	296413.62
Shear Modulus	kg/cm2	140749.98	123505.67
Separation Strain		0.15	0.15
Friction Coefficient		0.80	0.80
Specific Weight	kg/cm3	0.0024	0.0024
External Damping Coefficient		0	0
Normal Contact Stiffness Factor		0.0001	0.0001
Shear Contact Stiffness Factor		0.00001	0.00001
Contact Spring Unloading Stiffness Factor		2	2
Linear Temperature Expansion Coefficient		0.0000145	0.0000145
Maximum Tensile Stress	kg/cm2	21.00	17.00
Maximum Compressive Stress	kg/cm2	421.1428	324.2698
Minimum Normal Stiffness Factor		0.001	0.001
Minimum Shear Stiffness Factor		0.001	0.001
Shear Strength	kg/cm2	100	75
Residual Shear Strength Factor		0	0

Tabla 7. Resumen de los valores para las propiedades del mortero

MATERIAL: MORTERO		
Propiedades		Juntas de mortero
Young's Modulus	kg/cm2	37321.62
Shear Modulus	kg/cm2	14928.65
Separation Strain		1
Friction Coefficient		0.65
Specific Weight	kg/cm3	0.002
External Damping Coefficient		0
Normal Contact Stiffness Factor		0.0001
Shear Contact Stiffness Factor		0.00001
Contact Spring Unloading Stiffness Factor		2
Linear Temperature Expansion Coefficient		0.0000145
Tensile Strength	kg/cm2	10
Compressive strength	kg/cm2	186.6081
Minimum Normal Stiffness Factor		0.001
Minimum Shear Stiffness Factor		0.001
Shear Strength	kg/cm2	46.652025
Residual Shear Strength Factor		0

Tabla 8. Resumen de los valores para las propiedades de las barras de refuerzo de acero

MATERIAL: ACERO					
Propiedades		Vigas	Columnas	Estribos	Ref. en muros
Young's Modulus	kg/cm2	2038901.78	2038901.78	2038901.78	2038901.78
Shear Modulus	kg/cm2	815560.71	815560.71	815560.71	815560.71
Separation Strain		1	1	1	1
Friction Coefficient		0.8	0.8	0.8	0.8
Specific Weight	kg/cm3	0.00785	0.00785	0.00785	0.00785
External Damping Coefficient		0	0	0	0
Normal Contact Stiffness Factor		0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
Shear Contact Stiffness Factor		0.00001	0.00001	0.00001	0.00001
Contact Spring Unloading Stiffness Factor		2	2	2	2
Linear Temperature Expansion Coefficient		0.000013	0.000013	0.000013	0.000013
Elastic Compression Strain Limit		-0.00207528	-0.00207528	-0.0011753	-0.00169544
Post-Elastic Compression Stiffness	kg/cm2	20389	20389	20389	20389
Elastic Tension Strain Limit		0.00207528	0.00207528	0.0011753	0.00169544
Post-Elastic Tension Stiffness	kg/cm2	20389	20389	20389	20389
Ultimate Compression Stress	kg/cm2	5981.63	5981.63	3276.14	4024.58
Ultimate Tension Stress	kg/cm2	5981.63	5981.63	3276.14	4024.58
Failure Softenning factor		0.1	0.1	0.1	0.1
Minimum Normal Stiffness Factor		0.001	0.001	0.001	0.001
Minimum Shear Stiffness Factor		0.001	0.001	0.001	0.001
Shear Stress Weight		1	1	1	1
Tension Fractura Energy	kg/cm2	0.2	0.2	0.2	0.2
Shear Strength	kg/cm2	70306900000	70306900000	70306900000	70306900000
Residual Shear Strength Factor		1	1	1	1
Internal Friction Coefficient		0.8	0.8	0.8	0.8
Separation Displacement (Tension)	cm	10	10	10	10
Separation Displacement (Compression)	cm	10	10	10	10
Separation Displacement (Shear)	cm	25	25	25	25
Compression Fracture Energy	kg/cm	25	25	25	25

Tabla 9. Resumen de los valores para las propiedades de los bloques de concreto

MATERIAL: BLOQUE DE CONCRETO		
Propiedades		Bloque de concreto
Young's Modulus	kg/cm2	69136.8
Shear Modulus	kg/cm2	27654.72
Separation Strain		1
Friction Coefficient		0.6
Specific Weight	kg/cm3	0.0018
External Damping Coefficient		0
Normal Contact Stiffness Factor		0.0001
Shear Contact Stiffness Factor		0.00001
Contact Spring Unloading Stiffness Factor		2
Linear Temperature Expansion Coefficient		0.0000145
Tensile Strength	kg/cm2	12
Compressive strength	kg/cm2	230.456
Minimum Normal Stiffness Factor		0.001
Minimum Shear Stiffness Factor		0.001
Shear Strength	kg/cm2	57.614
Residual Shear Strength Factor		0

4.7 Características del enmallado en ELS

El enmallado en el software ELS constituye una propiedad específica del mismo. Este refiere a que cada elemento que se crea puede ser dividido en subelementos de volumen (en este caso, octaedros en su mayoría), los cuales son conectados a través de resortes para mantener la integridad. Dichos elementos, pueden ir aumentando o disminuyendo sus dimensiones, dependiendo de las divisiones colocadas en la interfaz correspondiente a cada material. En este caso, las divisiones se llevaron a cabo para columnas, vigas, dinteles y bloques de concreto. Es importante recalcar que, en el caso del refuerzo no se llevó a cabo este procedimiento de división y se utilizó la configuración por defecto. Otro punto para tener en cuenta es que, cuanto mayor es el número de elementos para un modelo, mayor es el tiempo computacional que se toma el software para obtener los resultados de la simulación de dicho modelo.

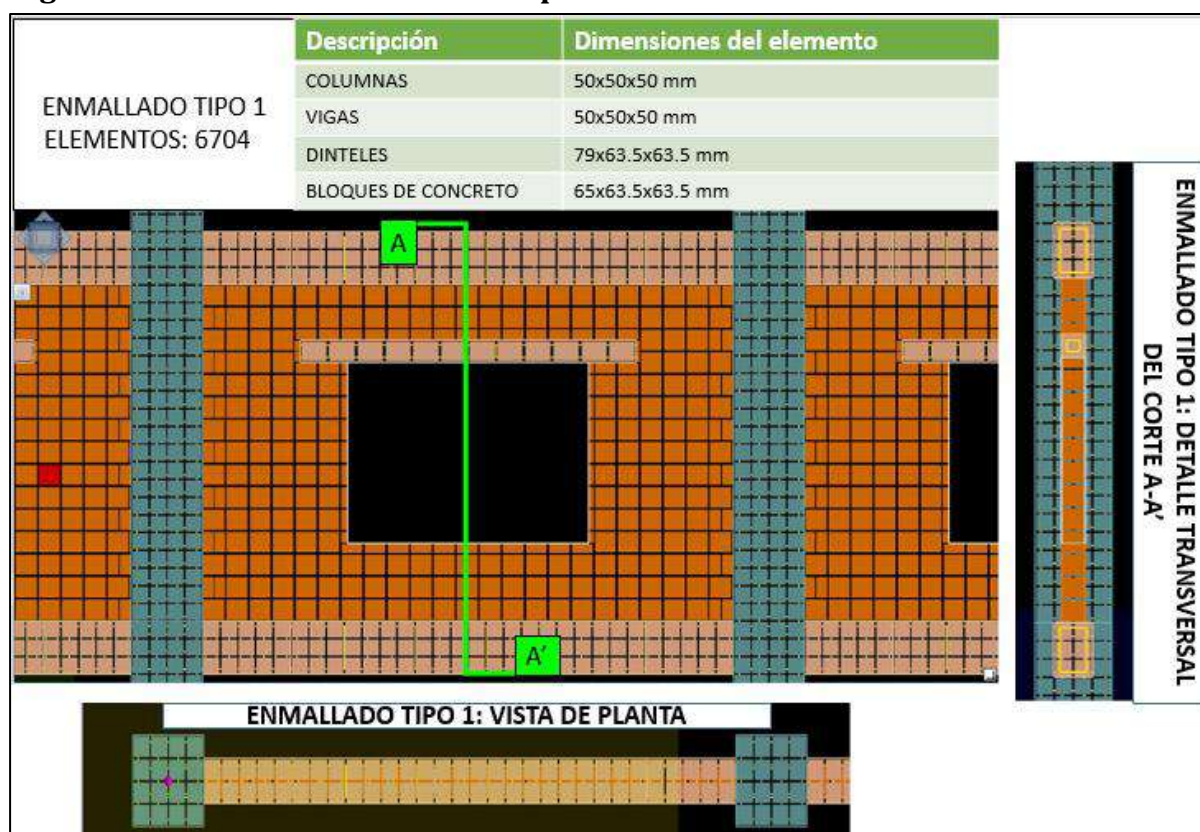
Para el presente pórtico se plantearon en un principio 4 enmallados, en los cuales se fue refinando estratégicamente los elementos estructurales en base a la cantidad de fisuras y grietas vistas en el experimento en físico. Esto, con motivo de visualizar alguna diferencia en la obtención de resultados cualitativos y cuantitativos y determinar el enmallado apropiado para realizar el proceso de sensibilidad que se desarrolló más adelante. Inicialmente se nombró al primer enmallado como Tipo 1 con un total de 6704 elementos, cuyos valores dimensionales de los elementos se visualizan en la Figura 76 y Figura 77. Teniendo en cuenta el primer enmallado, se propuso el enmallado Tipo 2 con 13664 elementos, el cual a diferencia del enmallado Tipo 1, tenía mayor refinamiento en las vigas centrales como se aprecia en la Figura 78. Del mismo modo, se creó el modelo con mallado Tipo 3 con 27232 elementos, el cual no solo mantenía el refinamiento en las vigas centrales sino ahora también dicho refinamiento se extendía para los muros y dinteles centrales. Las características de este enmallado se pueden ver en la Figura 79. En último lugar, a partir del enmallado Tipo 3, se planteó el enmallado Tipo 4 con 47760 elementos, para el cual las vigas, muros y dinteles de los extremos adquirieron el mismo refinamiento de las vigas, muros y dinteles centrales. Este último enmallado se visualiza en la Figura 80. Finalmente, durante la etapa previa de calibración se probaron los cuatro tipos de enmallado en los cuales el enmallado Tipo 2, Tipo 3 y Tipo 4 presentaron errores los cuales impidieron poder acabar con la corrida de cada uno de sus modelos. De esta forma, el enmallado 1 es el que más se adecuó y alcanzó a correr más tiempo, siendo lo necesario para los objetivos de esta tesis. Por ello es por lo que se optó entonces por trabajar con el enmallado Tipo 1, el cual, aún luego del asesoramiento Ayman El-Fouly, nos brindó resultados aceptables para propósitos de la presente tesis.

Figura 76. Características del enmallado Tipo 1



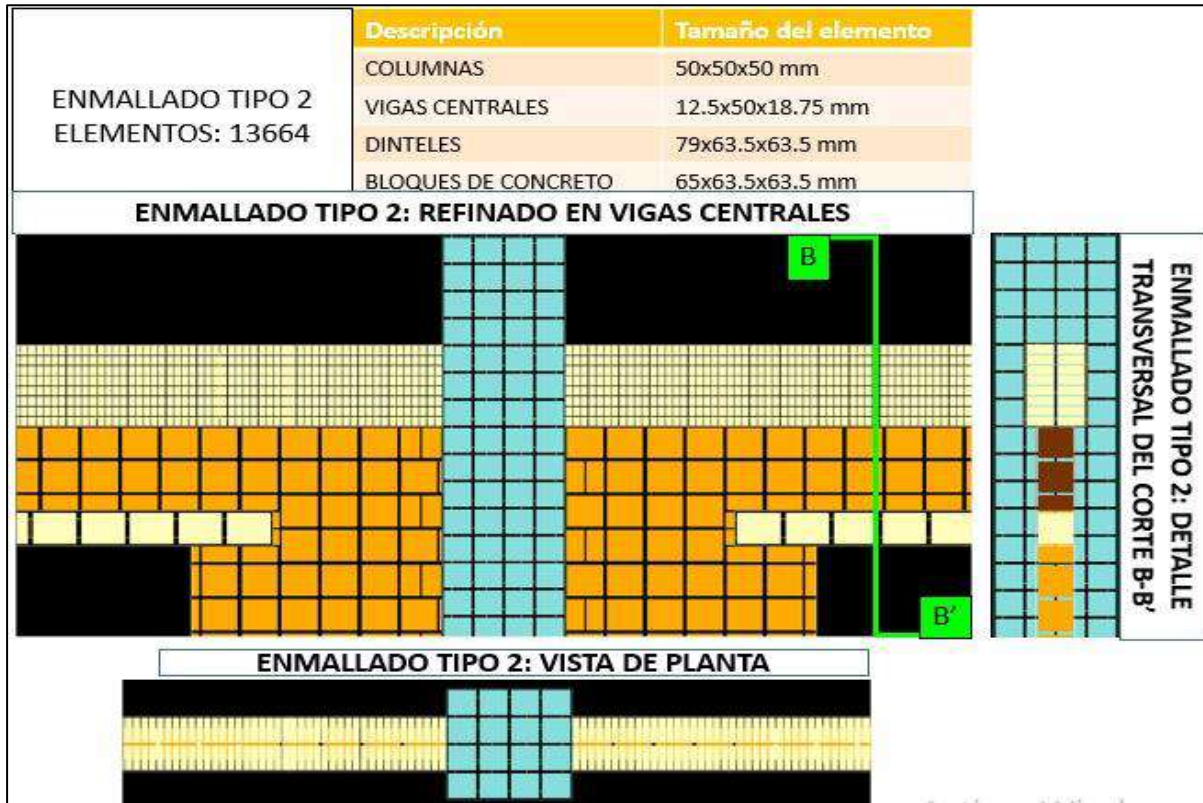
Nota. Adaptado de ELS.

Figura 77. Detalles del enmallado Tipo 1



Nota. Adaptado de ELS.

Figura 78. Enmallado Tipo 2

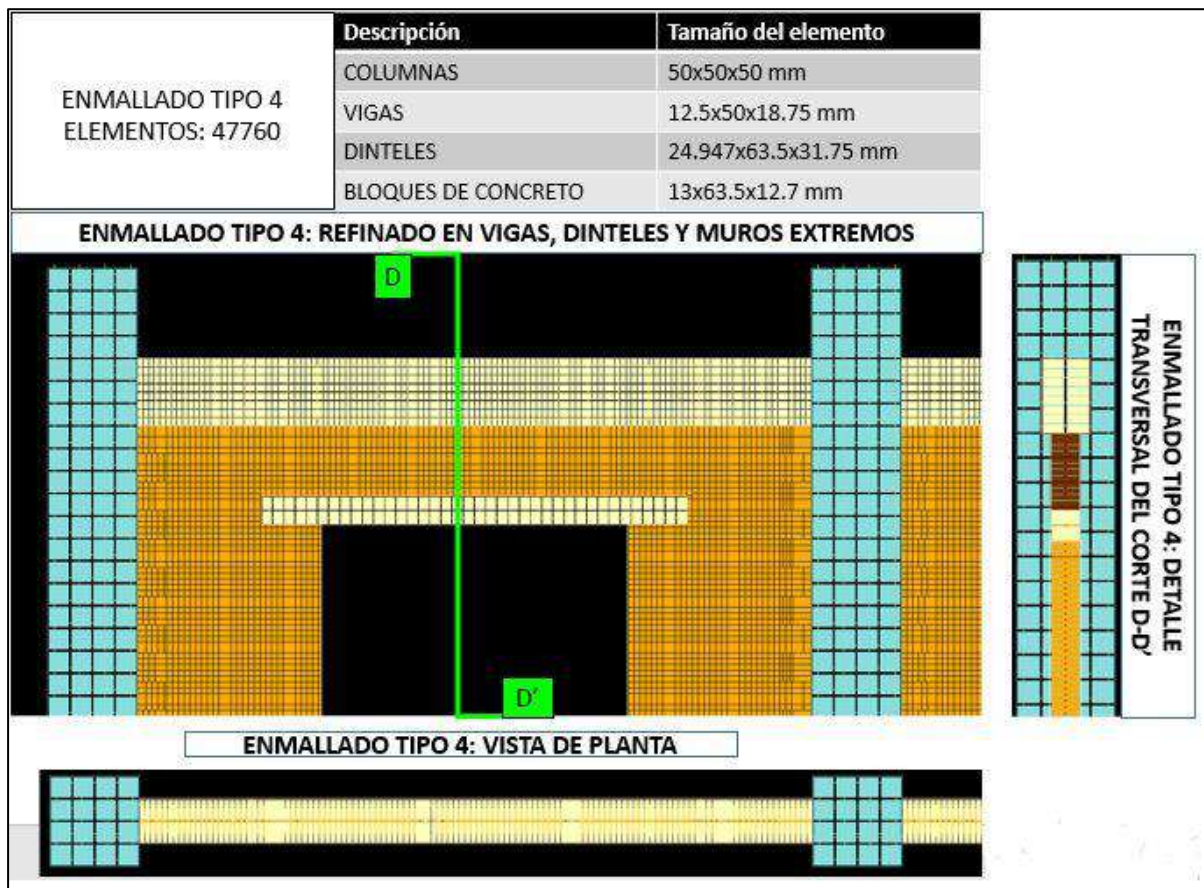


Nota. Adaptado ELS.

Figura 79. Enmallado Tipo 3



Nota. Adaptado de ELS.

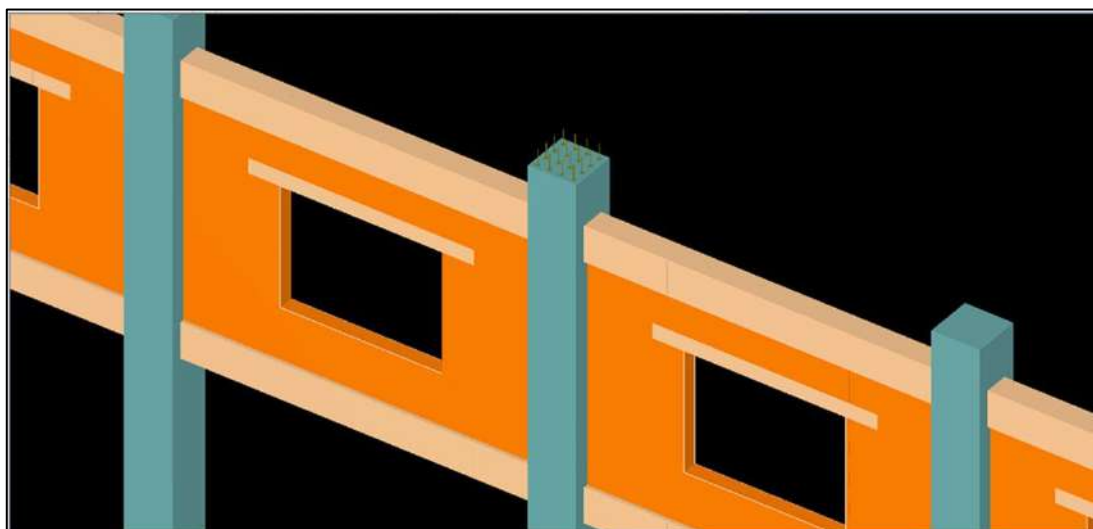
Figura 80. Enmallado Tipo 4

Nota. Adaptado de ELS.

4.8 Naturaleza de la carga aplicada

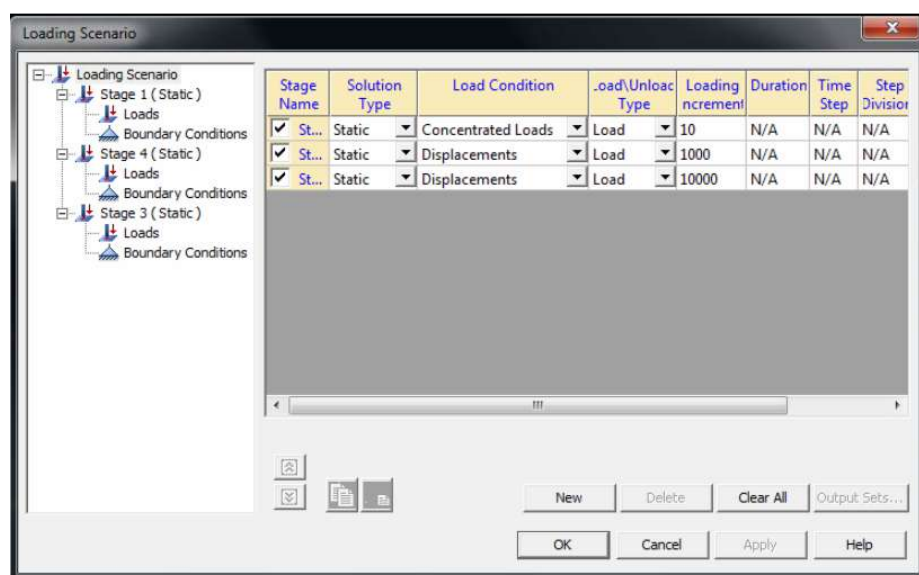
Cabe aclarar que el software ELS contiene muchos tipos de carga, estas son: peso propio, cargas estáticas (desplazamiento, cargas concentradas, presión hidrostática o uniforme, carga en movimiento o lineal, etc) y cargas dinámicas (desplazamiento, cargas concentradas, sismo, explosión, carga de vehículo, carga en movimiento o lineal, etc). Tras ello, la naturaleza de la carga que se aplicó en este experimento es de tipo estática y de desplazamiento. Esta carga se concentró en la columna central en la dirección del eje z (Figura 81), es decir, el valor de la carga fue negativa.

Como se mencionó anteriormente, diferentes tipos de carga se pueden aplicar en el ELS. Por ello, existen las etapas de carga (*loading scenario*) las cuales hacen referencia a un escenario de carga, y cada una de ellas debe definirse por separado ya sea como estática o dinámica. Además, en cada etapa, el usuario debe definir diferentes tipos de condiciones de borde.

Figura 81. Carga concentrada en la columna central

Nota. Adaptado de ELS.

La primera etapa de carga es el peso propio de la estructura y el peso propio (cargas muertas) de la estructura. Por lo tanto, las cargas estáticas o dinámicas se proceden a adicionar a partir de la etapa dos. En este experimento, se crearon tres etapas de carga estática, las cuales se muestran en la Figura 82, la primera fue para el peso propio y la segunda aplicó una carga estática de desplazamiento de 10 mm sobre la columna central del experimento con el fin de mitigar la vibración dinámica y la última etapa de carga correspondió a la carga por desplazamiento de 500 mm, la cual fue aumentando monótonamente sobre la columna central.

Figura 82. Etapas de carga utilizadas

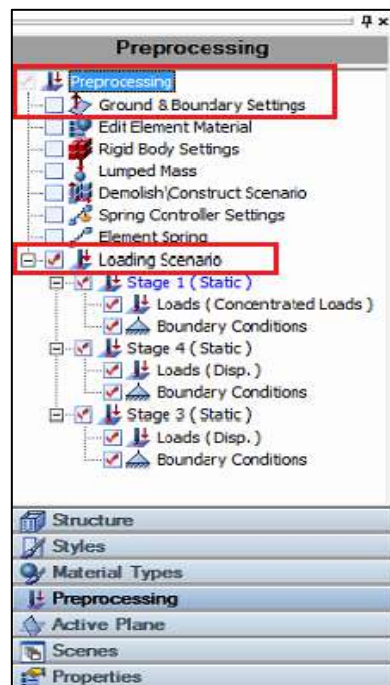
Nota. Adaptado de ELS.

4.9 Condiciones de borde

4.9.1 Restricción de grados de libertad

En el apartado 4.7 se mencionó que cada elemento estructural puede ser dividido en porciones de elementos volumétricos más pequeños dependiendo del enmallado a utilizar. También, en el apartado 2.3.2.1 se indicaron los grados de libertad que podrían tener estos elementos tridimensionales, por lo cual se determinó que cada uno de estos poseía 6 grados de libertad: 3 de traslación y 3 de rotación (Figura 25). Es así, que haciendo uso de la ventana de preprocesamiento (*preprocessing*) la cual se muestra en la Figura 83, específicamente en la interfaz escenario de carga (*loading scenario*) del software ELS es posible restringir los grados de libertad señalados, dependiendo de las condiciones de borde que se requieran idealizar. Además, en esta misma ventana de preprocesamiento también se propone la interfaz de ajustes de terreno y límites (*Ground & Boundary Settings*) que permite al usuario idealizar restricciones en la parte inferior del modelo (suelo) por si fuera necesario. En ambos casos, dichas ventanas de configuración simbolizan propiedades específicas del software ELS.

Figura 83.
preprocesamiento
(preprocessing)



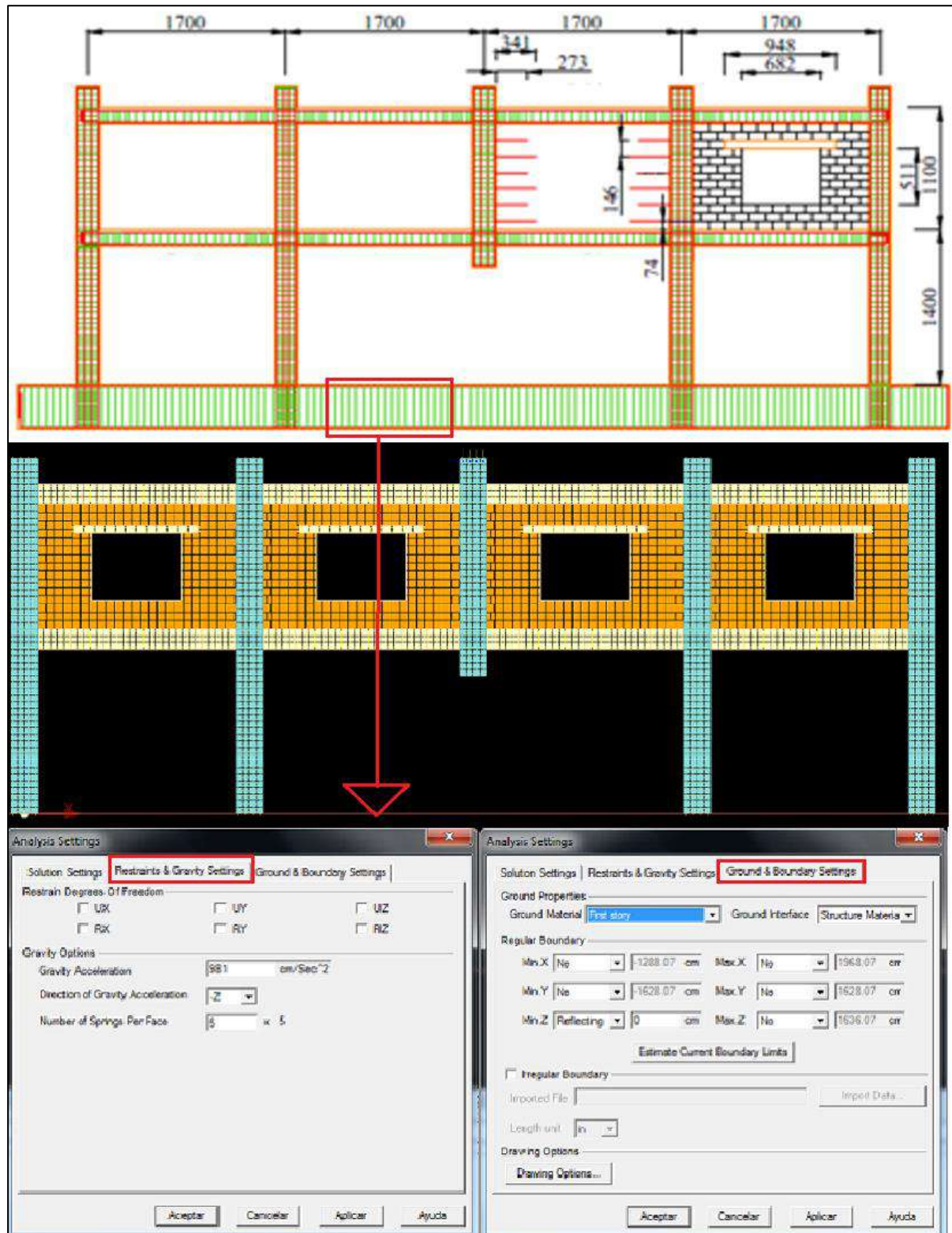
Nota. Adaptado de ELS.

En el caso de la modelación realizada, teniendo en cuenta la información brindada en el capítulo 3, se buscó idealizar 3 condiciones de borde muy importantes que se manejaron en el experimento en físico. La primera de estas, que determinaba que en

conjunto todos los elementos que componen el modelo solo podían tener movimiento en el plano 2D en donde se ha dibujado este. En otras palabras, ningún elemento podía desplazarse en alguna dirección que no formara parte del plano XZ. En segunda instancia, una restricción que se rescató explícitamente del estudio realizado por Shan et al. (2019) fue, que a la columna central la cual era sometida a carga, solo se le era permitido el movimiento vertical. Dicho de otra forma, a los elementos que componían la columna solo se les era permitido desplazarse a lo largo del eje vertical Z, ninguno de estos podía acceder a movimiento horizontal. Por último, significó el reto de idealizar la condición de borde que imponía la viga de cimentación a todo el pórtico, ya que dicho elemento rígido, parecía imponer restricciones en los 6 grados de libertad de los elementos inferiores de las columnas adyacentes y externas.

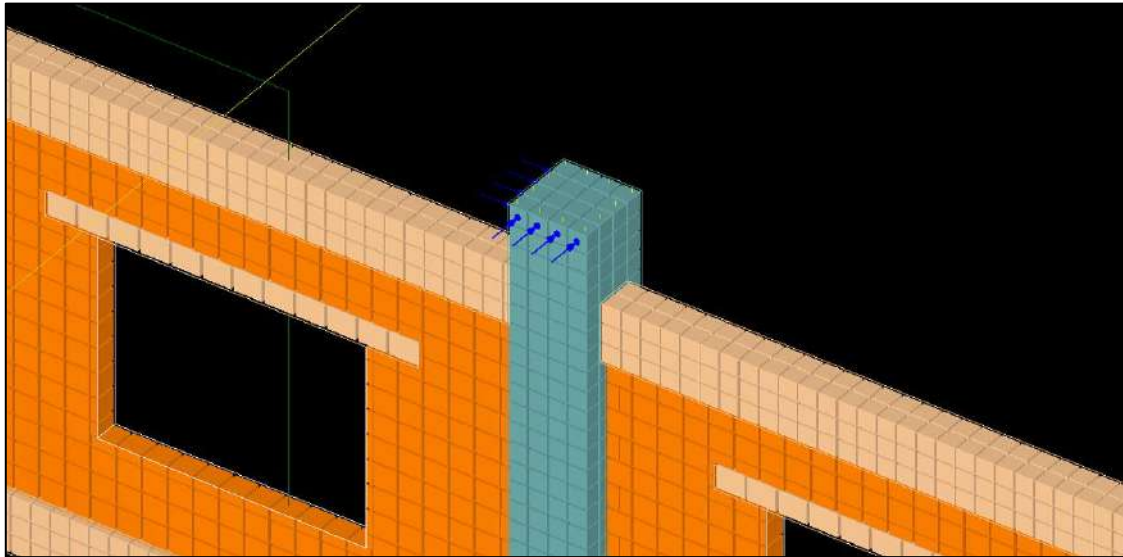
En ese sentido, para cumplir con las condiciones anteriormente descritas fue necesario recurrir a las interfaces. La Figura 84 ilustra la configuración llevada a cabo para cumplir con la primera y última restricción mientras que la Figura 85, las flechas en azul representan el proceso de restricción de movimiento para la columna central a lo largo de todas las etapas de aplicación de carga. Cabe resaltar que, en sí, todas las condiciones tratadas anteriormente se mantuvieron fijas a lo largo de todo el proceso de simulación. La Figura 84 muestra también, condiciones adicionales para tener en cuenta para el modelo, dentro de estas se encuentra el valor de aceleración y dirección de la gravedad (*Gravity Acceleration / Direction of Gravity Acceleration*) además del número de resortes que se generarán en la cara de cada elemento (*Number of Springs Per Face*), esto último relacionado al apartado 2.3.1.1.

Figura 84. Restricciones para la base de las columnas y para evitar el colapso fuera del plano



Nota. Adaptado de ELS.

Figura 85. Restricciones de movimiento para la columna central

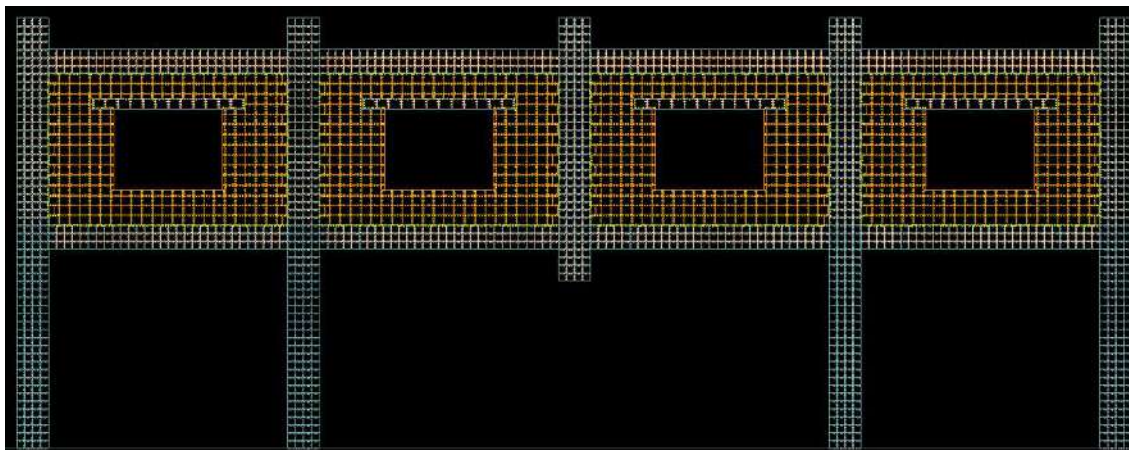


Nota. Adaptado de ELS.

4.9.2 Conectividad de elementos

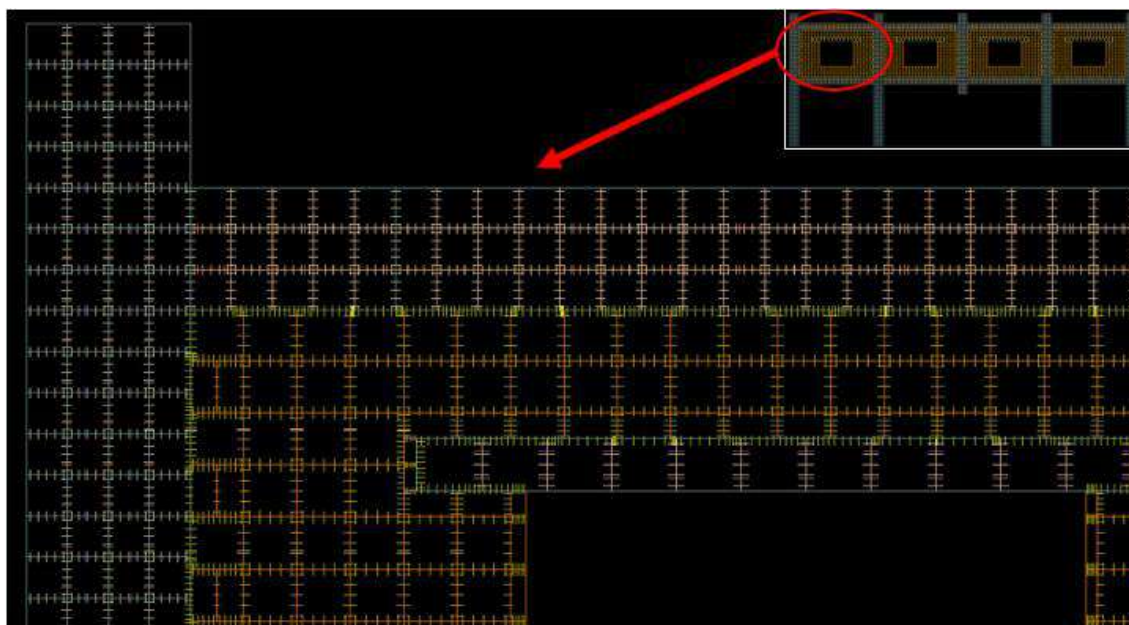
Como se mencionó anteriormente en el apartado 2.3.1, la conectividad de los elementos diferenciales de volumen (que se generan de acuerdo con el enmallado propuesto por el modelador) se lleva a cabo a través de matrices de resortes normales y cortantes. Estos, que son generados automáticamente por el software ELS, son los responsables de mantener la continuidad entre elementos además de tener la función de reflejar las propiedades del material del elemento estructural que conforman. En la Figura 86 se puede observar de manera general todos los resortes existentes en el pórtico de concreto armado relleno con albañilería que ha sido modelado en este trabajo. A modo de facilitar la visualización de la Figura 87, la Figura 86 muestra una ampliación de la parte superior izquierda de este espécimen. Asimismo, se ha creído conveniente colocar la ilustración de los resortes que representan cada material. Esto de manera individual para una mejor apreciación.

Figura 86. Resortes existentes en el modelo



Nota. Adaptado de ELS.

Figura 87. Resortes existentes en el modelo (ampliación)

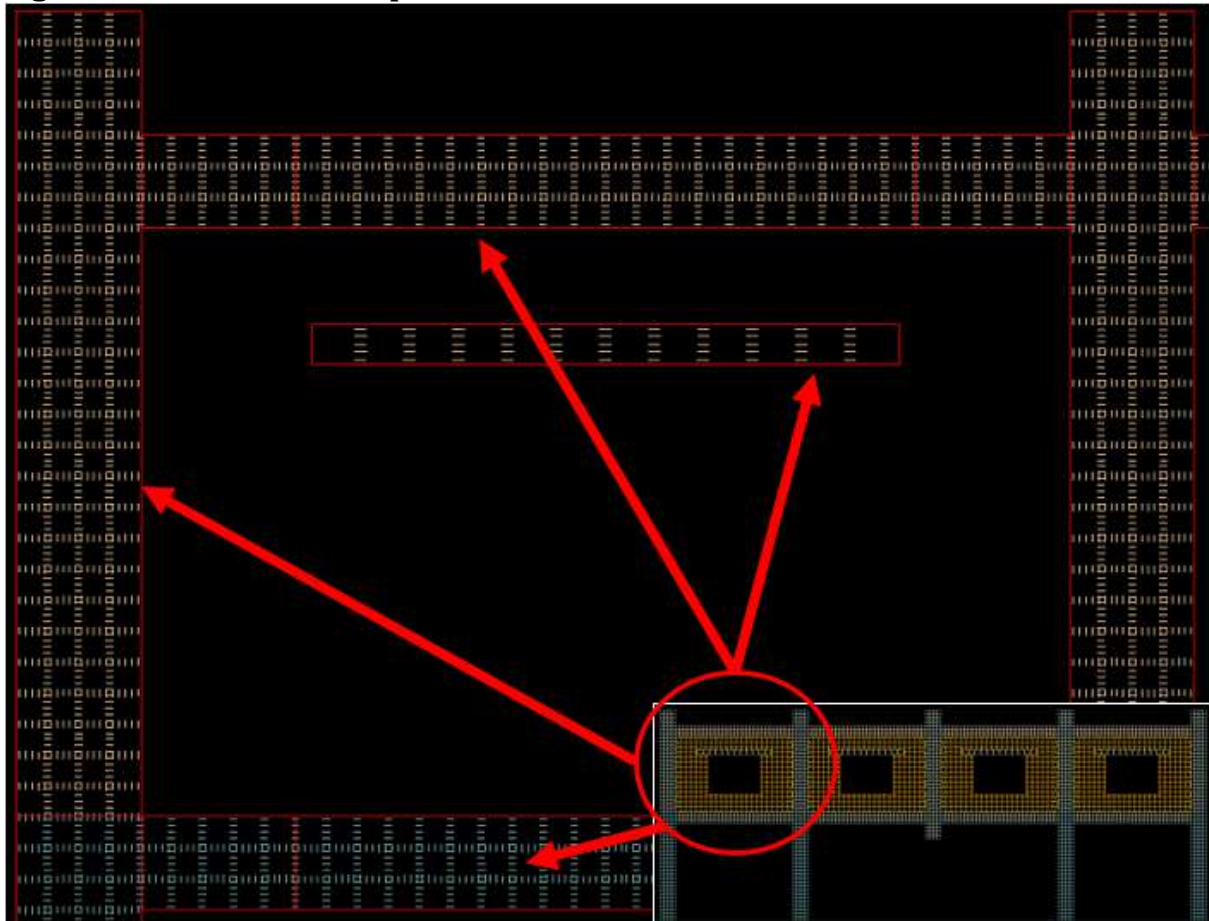


Nota. Adaptado de ELS.

Comenzando por el material de concreto, de acuerdo con lo establecido en el apartado 4.7 respecto al enmallado Tipo 1 empleado para la simulación, se tiene la Figura 88. Esta imagen muestra los resortes pertenecientes al material concreto tanto del primer como segundo piso. En concordancia con la Tabla 1, las características mecánicas del concreto del primer piso y segundo piso varían, dicho contraste se visualiza también en la Figura 88. En el caso del primer nivel, los resortes se muestran de color celeste y

comprenden todas las columnas y vigas de dicho piso inferior, mientras que, para el segundo nivel, los resortes lucen de color blanco y comprenden vigas, dinteles y columnas respectivas, incluyendo la columna central.

Figura 88. Resortes correspondientes al concreto



Nota. Adaptado de ELS.

En cuanto a la modelación, en la Figura 89 y la Figura 90 muestran por separado los resortes correspondientes a los bloques de concreto y mortero que compusieron el muro. La Figura 91 muestra la combinación de ambos tipos de resortes. Esta configuración de resortes cumple con la simulación realista explicada en el apartado 2.4.3 y cuya representación se ilustra en la Figura 41. Del mismo modo que el concreto, para entender mejor la distribución de resortes de albañilería, se debe tener presente el enmallado propuesto. En este caso el enmallado utilizado para la simulación es el Tipo 1. Dicho enmallado consideró el bloque de concreto dividido en dos, en el plano de visualización en el que se encuentra la imagen. Por ello, en la Figura 89 se han agregado rectángulos verdes que representan las dimensiones del bloque de albañilería, con motivo de recalcar lo mencionado anteriormente acerca de la división del elemento en dos partes, las cuales se encuentran unidas mediante resortes de color blanco. En el caso del mortero, la Figura

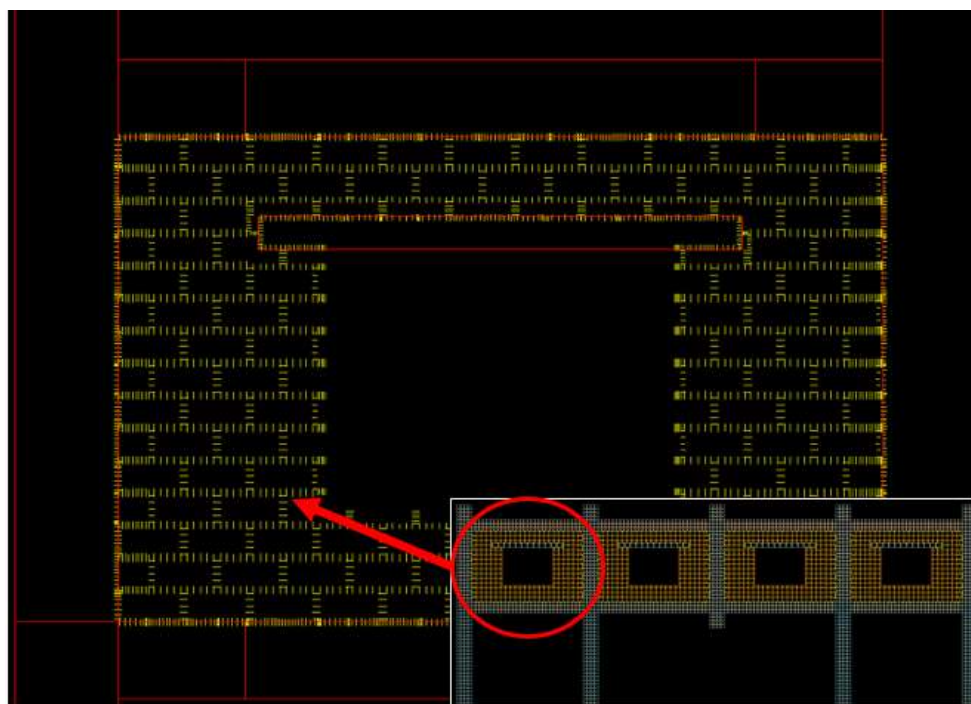
90 muestra los resortes del mortero de color amarillo, los cuales rodean al bloque y que cumplen también con lo expuesto en el apartado 2.4.3.

Figura 89. Resortes correspondientes a los bloques de concreto que componen el muro



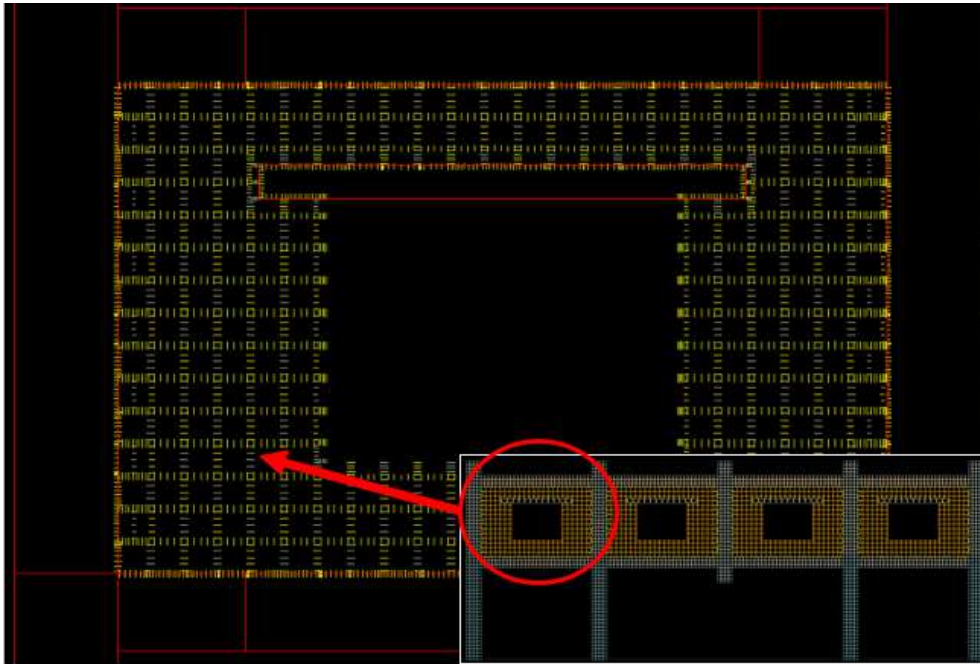
Nota. Adaptado de ELS.

Figura 90. Resortes correspondientes al mortero que componen el muro



Nota. Adaptado de ELS.

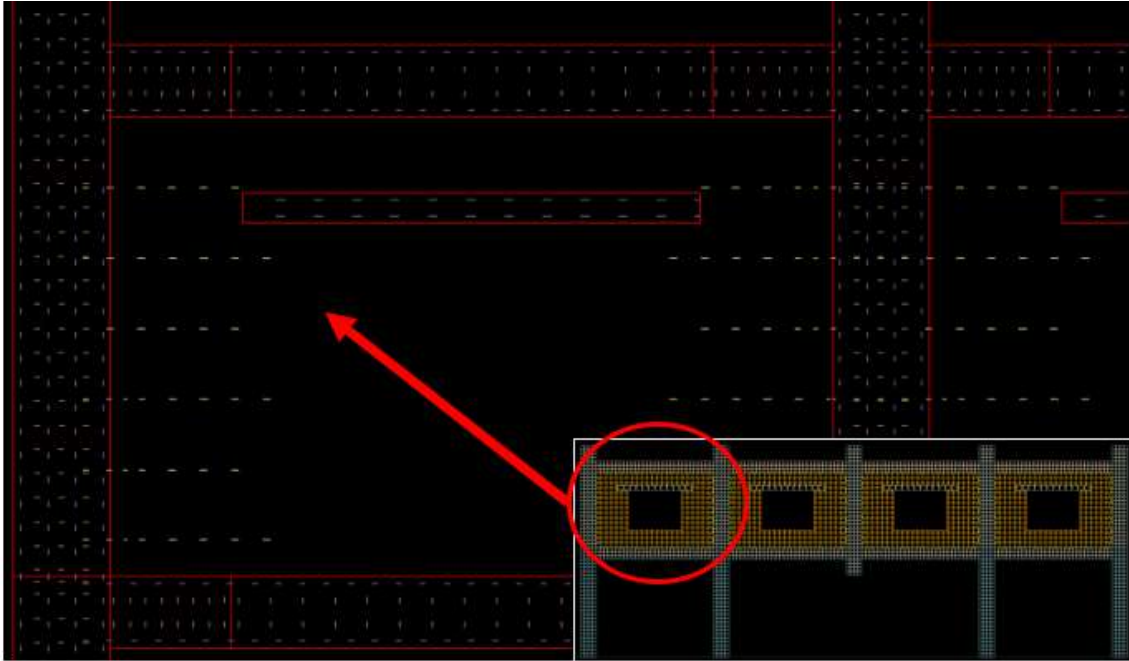
Figura 91. Combinación de los resortes de los bloques de concreto y el mortero



Nota. Adaptado de Software ELS.

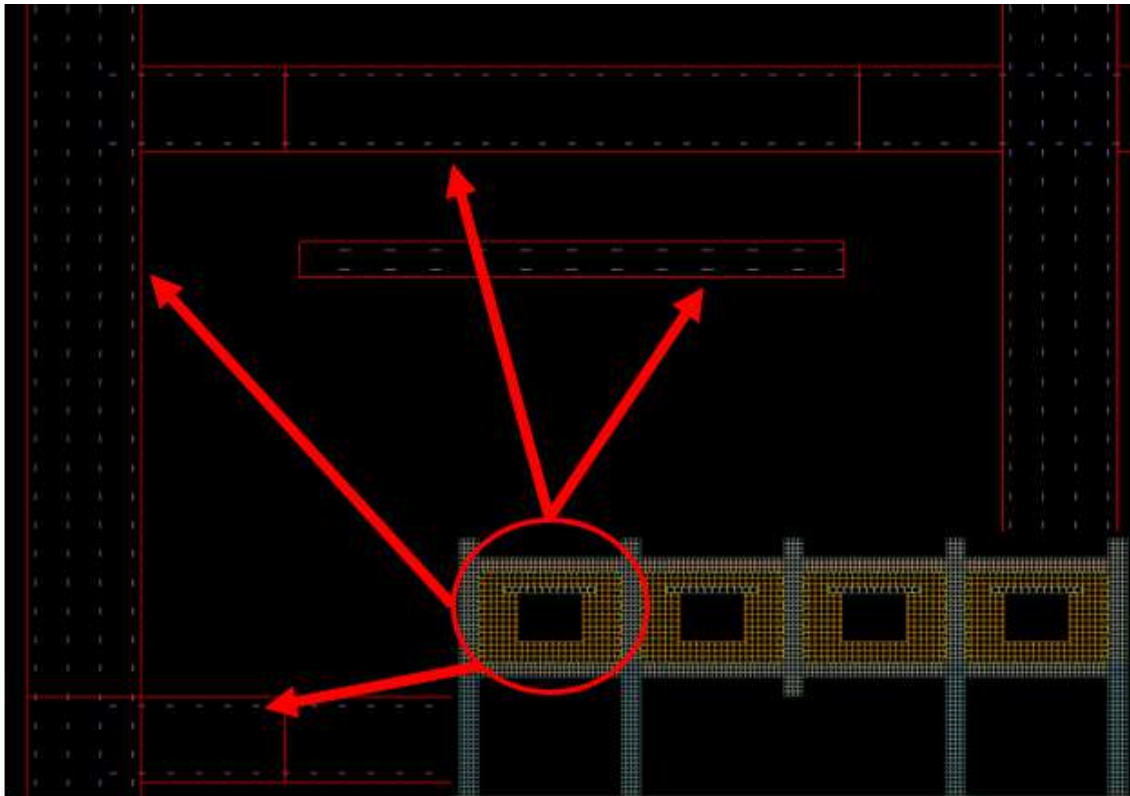
Por último, para la conectividad del refuerzo utilizado en la estructura se cumple con lo tratado anteriormente en el apartado 2.3.1.2 en donde se utilizan particularmente resortes de refuerzo, también normales y cortantes para conectar de manera lineal dichas barras. Para el presente modelo se emplearon 3 tipos de barras de refuerzo en concordancia con la Tabla 1 del apartado 3.1 (sin emplear la viga de cimentación). En esa línea, las barras que se utilizaron fueron de 8mm para refuerzo longitudinal, barras de 4 mm para refuerzo transversal (estribos) y barras de 2 mm empleadas para amarrar los muros a las columnas. La Figura 93 muestra la combinación de los resortes de refuerzo para barras de todos los diámetros anteriormente mencionados. De manera individual, la Figura 92 muestra de color violeta los resortes del refuerzo longitudinal de 8mm. En la Figura 94 se emplea el color rosado para representar los resortes de refuerzo transversal de 4mm. Finalmente, la Figura 95 utiliza el color mostaza para resaltar los resortes del refuerzo existente entre muros y columnas.

Figura 93. Combinación de los resortes de refuerzo para las barras de todos los diámetros



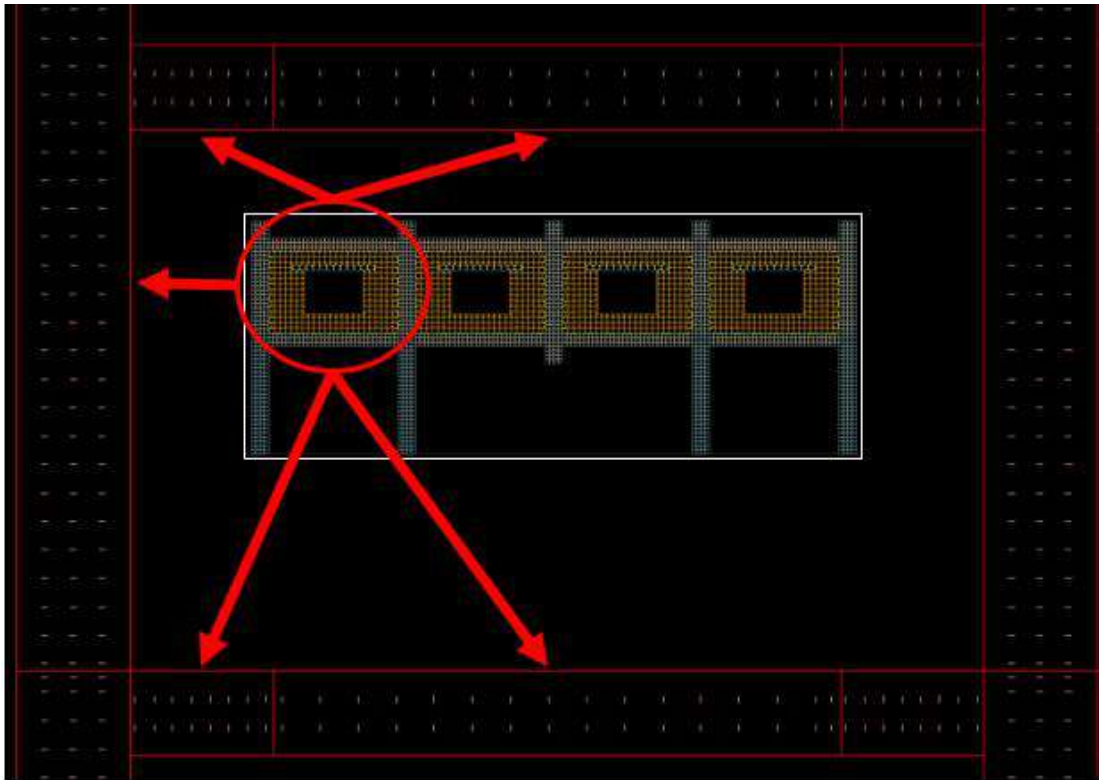
Nota. Adaptado de Software ELS.

Figura 92. Resortes de refuerzo longitudinal de 8 mm



Nota. Adaptado de Software ELS.

Figura 94. Resortes del refuerzo transversal de 4mm



Nota. Adaptado de ELS.

Figura 95. Resortes del refuerzo de 2mm en muros



Nota. Adaptado de ELS.

4.10 Matriz de sensibilidad

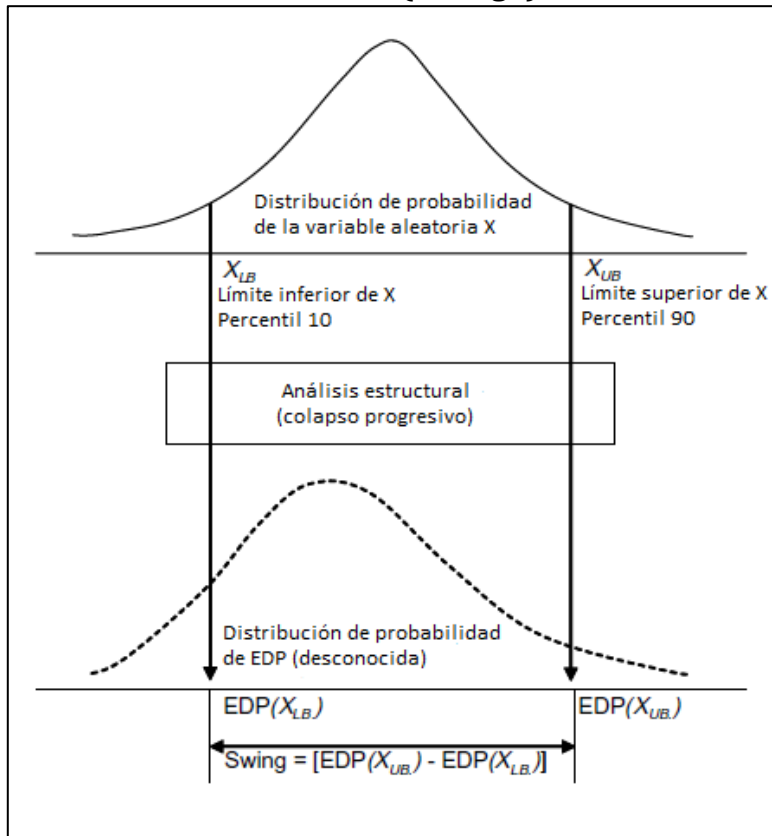
Para el análisis de sensibilidad en este estudio se utilizó el método simplificado de análisis del diagrama tornado. Este método proporciona resultados útiles sobre el grado de importancia de las variables aleatorias consideradas y requiere de parámetros estadísticos como el coeficiente de variación.

El diagrama tornado proporciona una visión considerable de la importancia relativa de las variables de interés a analizar. Para ello, cada variable debe tener una distribución de probabilidad, de esta forma la variable varía entre dos valores extremos, los cuales son límites superiores e inferiores de la distribución de probabilidad. En este caso, esos valores de límites superiores e inferiores fueron el percentil 90 y el percentil 10.

En la Figura 96 se puede observar cómo a partir de la distribución de probabilidad de la variable aleatoria X se tienen los límites inferiores y superiores (percentil 10 y percentil 90, respectivamente) y con ellos se realiza un análisis estructural para ver los efectos que tienen de salida en cualquier evento estructural, como en este caso, en el colapso progresivo. Tras el análisis, da como salida una distribución de probabilidad del parámetro de demanda de ingeniería (EDP, por sus siglas en inglés), siendo este el parámetro de interés sobre el cual queremos ver los efectos que ocasiona la variable aleatoria X . Por ejemplo, el efecto del módulo de Young del concreto (variable aleatoria) sobre la fuerza de resistencia (EDP). El efecto de la variable aleatoria se ve a partir de las oscilaciones (*swing* en inglés), siendo la diferencia entre la EDP de salida del límite superior (Percentil 90) y la EDP de salida del límite inferior (Percentil 10).

$$Swing = [EDP(X_{UB}) - EDP(X_{LB})]$$

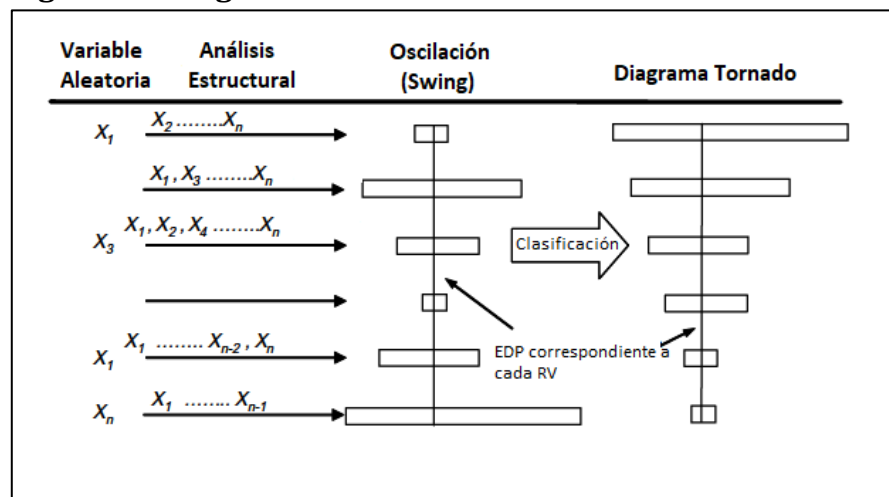
Figura 96. Procedimiento esquemático para desarrollar una oscilación ("swing")



Nota. Adaptado de Binici and Mosalam (2007).

Finalmente, en la Figura 97 se visualiza el resultado final del diagrama tornado, el cual consta de un conjunto de barras, llamadas oscilaciones (*swing* en inglés), donde cada una de ellas corresponde a la variable aleatoria (RV) como se mencionó anteriormente. La longitud de cada *swing* representa la variación que ocasiona el RV respectivo. Por lo tanto, una variable con mayor efecto tiene mayor oscilación o *swing* que aquellas con efectos menores.

Figura 97. Diagrama Tornado



Nota. Adaptado de Binici and Mosalam (2007).

En un diagrama tornado, las barras se muestran en orden descendente de la oscilación, dando semejanza a un tornado.

Siendo este la opción más simplificada, se utilizó para realizar el análisis de sensibilidad. Se han realizado 4 test de sensibilidad: concreto, acero, mortero y bloque de concreto. En cada test se analizaron las propiedades más importantes de cada material, en donde el valor de la media de cada propiedad corresponde al valor dado por la investigación de Shan et al. (2016) o por alguna otra investigación que se mencionó anteriormente. A su vez, también se investigaron valores de coeficiente de variación para cada propiedad dependiendo del material, y su distribución de probabilidad, ya que dependiendo de este se pudo hallar el límite superior e inferior, los cuales para este caso son el percentil 90 y el percentil 10 respectivamente.

En la Tabla 10 se pueden observar las propiedades del concreto que se analizaron. Los coeficientes de variación para cada propiedad se hallaron en AlHafian (2013).

En la Tabla 11 se visualizan las propiedades del acero que se utilizaron para realizar el análisis de sensibilidad. Como se sabe, este material utilizó una interfaz llamada “material definido por el usuario” (*user defined material*) en la cual no se encuentran directamente las propiedades que se muestran en la tabla, pero como se mencionó anteriormente, se encuentran directamente relacionadas. Los coeficientes de variación para cada propiedad se hallaron en AlHafian (2013).

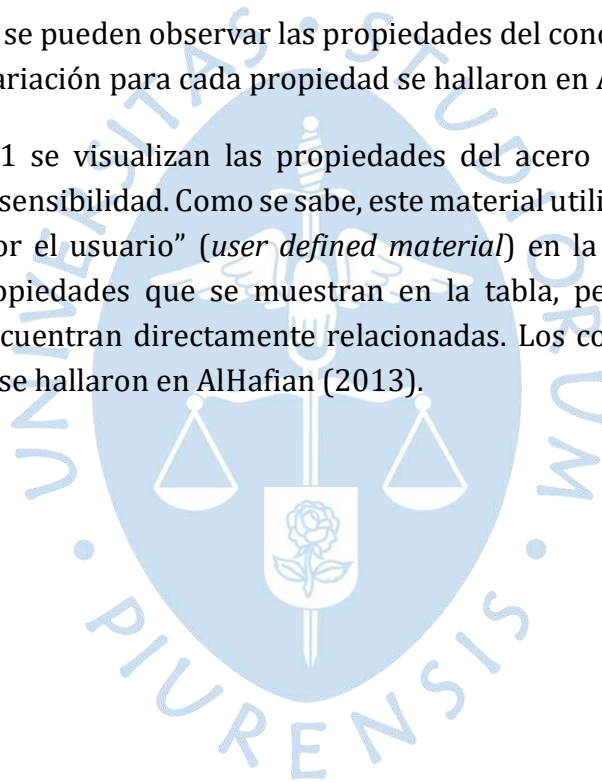


Tabla 10. Propiedades del concreto con coeficiente de variación para el análisis de sensibilidad

Parámetro		Media	Coef. de variación	Distribución	Mínimo	Máximo
CONCRETO 1 ER PISO	Esfuerzo a la compresión (kg/cm ²)	421.1428	18%	Normal	323.96	518.33
	Esfuerzo al corte (kg/cm ²)	100	22%	Normal	72.31	127.69
	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	337798.84	8%	Normal	303154.19	372443.49
	Esfuerzo a la tensión (kg/cm ²)	21	22%	Normal	15.18	26.82
CONCRETO 2 DO PISO	Esfuerzo a la compresión (kg/cm ²)	324.2698	18%	Normal	249.44	399.10
	Esfuerzo al corte (kg/cm ²)	75	22%	Normal	54.23	95.77
	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	296413.66	8%	Normal	266013.47	326813.85
	Esfuerzo a la tensión (kg/cm ²)	17	21.6%	Normal	12.29	21.71

Tabla 11. Propiedades del acero con coeficiente de variación para el análisis de sensibilidad

Parámetro		Media	Coef. de variación	Distribución	Mínimo	Máximo
ACERO DE 8MM DE DIÁMETRO	Esfuerzo de fluencia (kg/cm ²)	4231.28	6%	Normal	3905.81	4556.75
	Esfuerzo último (kg/cm ²)	5981.63	6%	Normal	5521.52	6441.74
	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	2038901.8	6%	Normal	1882069.46	2195734.10
	Deformación de separación	1	6%	Normal	0.92	1.08
ACERO DE 4MM DE DIAMETRO	Esfuerzo de fluencia (kg/cm ²)	2396.33	6%	Normal	2212.00	2580.66
	Esfuerzo último (kg/cm ²)	3276.14	6%	Normal	3024.14	3528.14
	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	2038901.8	6%	Normal	1882069.46	2195734.10
	Deformación de separación	1	6%	Normal	0.92	1.08
ACERO DE 2MM DE DIAMETRO	Esfuerzo de fluencia (kg/cm ²)	3456.84	6%	Normal	3190.94	3722.74
	Esfuerzo último (kg/cm ²)	4024.58	6%	Normal	3715.01	4334.15
	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	2038901.8	6%	Normal	1882069.46	2195734.10
	Deformación de separación	1	6%	Normal	0.92	1.08

Tabla 12. Propiedades del bloque de concreto con coeficiente de variación para el análisis de sensibilidad

Parámetro		Media	Coef. de variación	Distribución	Mínimo	Máximo
BLOQUE DE CONCRETO	Esfuerzo a la compresión (kg/cm ²)	230.456	21%	Normal	168.41	292.50
	Esfuerzo al corte (kg/cm ²)	57.614	29%	Normal	36.19	79.03
	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	69136.8	19%	Normal	52296.46	85977.14
	Esfuerzo a la tensión (kg/cm ²)	12	29%	Normal	7.54	16.46

Tabla 13. Propiedades del mortero con coeficiente de variación para el análisis de sensibilidad

Parámetro		Media	Coef. de variación	Distribución	Mínimo	Máximo
MORTERO	Esfuerzo a la compresión (kg/cm ²)	186.61	17%	LogNormal	148.17	228.42
	Esfuerzo de tensión kg/cm ²)	10	24%	LogNormal	7.18	13.17
	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	37322	25%	LogNormal	26406.37	49645.90
	Esfuerzo al corte (kg/cm ²)	46.6525	24%	LogNormal	33.495	61.439

Debido a que las propiedades de la Tabla 11 del acero no se encuentran en la interfaz de propiedades del *User Defined Material* que se utilizó, hay mucha relación entre ellas. En la Tabla 14 se muestra la propiedad del acero, la propiedad con la que se relacionó en la interfaz de *User Defined Material* y los valores que se utilizaron al final para el análisis de sensibilidad en el acero de acuerdo con esta interfaz. Se tiene que el esfuerzo de fluencia ayudó a sacar los valores de límite de deformación de tensión/compresión elástica; el esfuerzo último le correspondió los mismos valores; el módulo de elasticidad afectó especialmente al límite de deformación de tensión/compresión elástica y rigidez de compresión/tensión post-elástica; y finalmente, la deformación por separación se mantuvo.

En la Tabla 12 y la Tabla 13, se muestran las propiedades que se analizaron para el bloque de concreto y el mortero respectivamente. Los coeficientes de variación que se utilizaron para el bloque de concreto se hallaron en la investigación realizada por Bhosale, Zade, Sarkar & Davis (2020). Mientras que los coeficientes de variación del mortero se encontraron en un estudio hecho por Silva, Milani & Laurencó (2019).

El objetivo principal de este trabajo de investigación fue realizar el análisis de sensibilidad al bloque de concreto y mortero, cuyas propiedades y coeficientes de variación se encuentran en la Tabla 12 y la Tabla 13 respectivamente. Estas se realizaron dando como resultado 16 simulaciones en total.

Debido a que contamos con otros materiales como el acero y el concreto también se decidió realizar un análisis de sensibilidad a sus propiedades con el fin de hacer una investigación más completa. Sin embargo, debido a que contamos con diferentes valores para el concreto del primer y segundo piso y, además, diferentes diámetros de barras de acero, se optó por agrupar en paquetes con el fin de optimizar tiempos. Es decir, la resistencia a la compresión del concreto del primer y segundo piso en un primer paquete; la resistencia al corte del concreto del primer y segundo piso en un segundo paquete y así sucesivamente con el concreto y el acero, resultando 8 simulaciones en total para el concreto y 8 en total para el acero.

Tabla 14. Propiedades del acero relacionadas con las propiedades del *User Defined Material*

Parámetro		Media	Coef. de variación	Propiedad en <i>User Defined Material</i>	Media	Mínimo	Máximo
ACERO DE 8MM	Esfuerzo de fluencia (kg/cm ²)	4231.28	6%	Límite de deformación de tensión/compresión elástica	+/- 0.002075274	+/- 0.001915644	+/- 0.002234904
	Esfuerzo último (kg/cm ²)	5981.63	6%	Esfuerzo último de compresión/tensión	5981.63	5521.52	6441.74
	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	2038901.8	6%	Módulo de Elasticidad	2038901.8	1882069.46	2195734.10
				Límite de deformación de tensión/compresión elástica	+/- 0.002075274	+/- 0.002248206	+/- 0.001927046
				Rigidez de compresión/tensión post-elástica	20389.0178	18820.69455	21957.34105
	Deformación de separación	1	6%	Deformación de separación	1	0.92	1.08
ACERO DE 4MM	Esfuerzo de fluencia (kg/cm ²)	2396.33	6%	Límite de deformación de tensión/compresión elástica	+/- 0.001175304	+/- 0.001084898	+/- 0.001265711
	Esfuerzo último (kg/cm ²)	3276.14	6%	Esfuerzo último de compresión/tensión	3276.14	3024.14	3528.14
	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	2038901.8	6%	Módulo de Elasticidad	2038901.8	1882069.46	2195734.10
				Límite de deformación de tensión/compresión elástica	+/- 0.001175304	+/- 0.001273242	+/- 0.001091357
				Rigidez de compresión/tensión post-elástica	20389.0178	18820.69455	21957.34105
	Deformación de separación	1	6%	Deformación de separación	1	0.92	1.08
ACERO DE 2MM	Esfuerzo de fluencia (kg/cm ²)	3456.84	6%	Límite de deformación de tensión/compresión elástica	+/- 0.001695442	+/- 0.001565029	+/- 0.001825855
	Esfuerzo último (kg/cm ²)	4024.58	6%	Esfuerzo último de compresión/tensión	4024.58	3715.01	4334.15
	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	2038901.8	6%	Módulo de Elasticidad	2038901.8	1882069.46	2195734.10
				Límite de deformación de tensión/compresión elástica	+/- 0.001695442	+/- 0.001836723	+/- 0.001574344
				Rigidez de compresión/tensión post-elástica	20389.0178	18820.69455	21957.34105
	Deformación de separación	1	6%	Deformación de separación	1	0.92	1.08

Teniendo esta información, se procedieron a realizar todas las simulaciones de análisis de sensibilidad junto con la simulación principal que corresponde al modelo con la geometría dada por el estudio de Shan et al. (2016).

4.11 Análisis e interpretación de resultados

En los apartados anteriores, se informó al lector acerca del proceso de elaboración del pórtico de concreto armado relleno con albañilería, modelo que se simuló en esta tesis. Es así, que, para el mismo, fue necesario justificar la data numérica a emplear en las distintas interfaces de configuración propias del software. Todo lo planteado anteriormente fue posible por medio de la adquisición de información teórica (manuales, normativas, investigaciones, etc.), calibraciones que permitieron ajustar y establecer los valores de cada propiedad y el oportuno asesoramiento del consultor senior Ayman El-Fouly.

El resultado de todo este proceso fue un modelo al que llamaremos modelo final y/o principal, desde el cual se analizaron los resultados tanto cualitativamente como cuantitativamente como se especifica en el apartado 4.11.1, 4.11.2, 4.11.3, 4.11.4. Teniendo ese modelo final, se realizó un estudio de sensibilidad a ciertas propiedades de cada material utilizando el Diagrama Tornado para finalmente hallar la propiedad más sensible y la menos sensible (apartado 4.11.5).

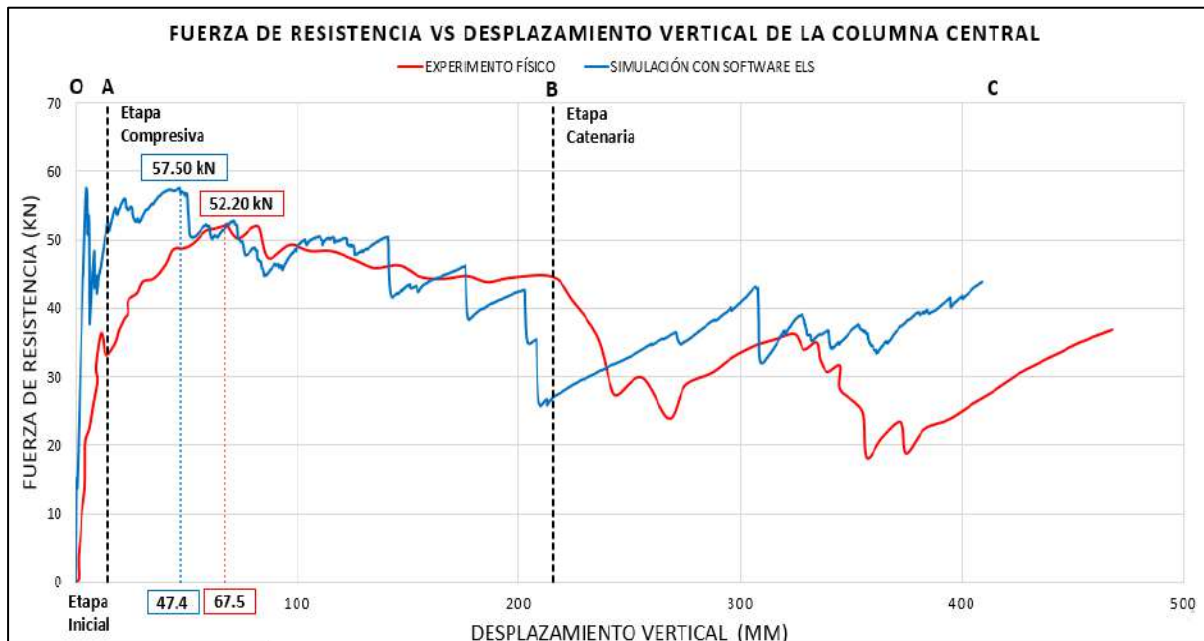
4.11.1 Desplazamiento vertical de la columna central vs la fuerza de resistencia

A continuación, en la Figura 98 se muestra la gráfica que relaciona desplazamiento vertical de la columna central en milímetros (mm) vs la fuerza de resistencia (kN). En este caso se observa en conjunto la gráfica de la investigación realizada por Shan et al. (2016) correspondiente al experimento físico y la gráfica obtenida de la simulación con el software ELS. En esta también se visualizan las líneas punteadas con las letras O, A, B y C en la parte superior, las cuales indican separación entre una etapa y otra, con referencia a la etapa inicial, compresiva y catenaria descritas previamente.

De manera global, mediante una primera inspección visual, el software ELS dio indicios de haber logrado resultados favorables en cuanto a la obtención de la magnitud de carga y desplazamiento. Ello, debido a que el comportamiento y forma de la curva obtenida en el modelo final simulado, se asemejó a lo propuesto por el experimento físico. De manera general, algunos de estos aspectos característicos fueron: en ambas gráficas se pudo notar la marcación de un sector elástico y plástico. Del mismo modo, la curva del modelo final simulado por el software mostraba la tendencia a seguir un comportamiento dúctil, conducta que se repetía también en el espécimen ensayado físicamente. Por último, otra peculiaridad que tuvieron ambas representaciones fue la serie de caídas y recuperaciones de cargas alcanzadas, las cuales se presentaron con mayor notoriedad en la gráfica simulada con ELS. Por su lado, particularmente para cada etapa de proceso de

colapso progresivo se pudo notar que la magnitud los valores se alejaron prudencialmente en la etapa elástica y al comienzo de la etapa compresiva. De manera consecutiva, se notó un intervalo perteneciente a la etapa compresiva, en donde las curvas tuvieron un acercamiento con mayor relevancia. Finalmente, antes de comenzar la etapa catenaria y durante la misma, la magnitud de los valores volvió a alejarse nuevamente, donde el modelo simulado con ELS culminó primero la lectura del proceso de colapso.

Figura 98. Gráfica del desplazamiento vertical de la columna central (mm) vs fuerza de resistencia (kN)



De igual manera, se llevó a cabo una comparación numérica cuantitativa entre ambas gráficas, considerando como punto de referencia el valor de resistencia máxima obtenido durante la etapa compresiva. La Tabla 15 muestran el valor de carga y desplazamiento de ambos puntos de comparación, además de ello, se indica también el error porcentual calculado respecto a cada parámetro. La ubicación de estos puntos se dispuso anteriormente en la Figura 98. La Figura 99 también ilustra un gráfico de barras correspondiente al porcentaje de error calculado para la carga y el desplazamiento. En este último, se representa el valor de error del 10% para el parámetro carga, lo cual es acorde teniendo un pico de 52.20 kN para el experimento físico y 57.50 kN para el modelo final simulado. De la misma forma, un error de 30% concierne para el parámetro de desplazamiento, en donde los puntos tomados para hallar tal porcentaje corresponden a los desplazamientos de los picos de carga mencionados anteriormente. Dichos desplazamientos son de 67.50 mm para el valor pico del experimento físico (52.20 kN) y 47.30 mm para el valor pico del experimento simulado (57.50 kN).

A partir de la gráfica, también se pudo obtener el ángulo de inclinación de la pendiente en la etapa inicial de la curva, ya que se observó una notoria diferencia en

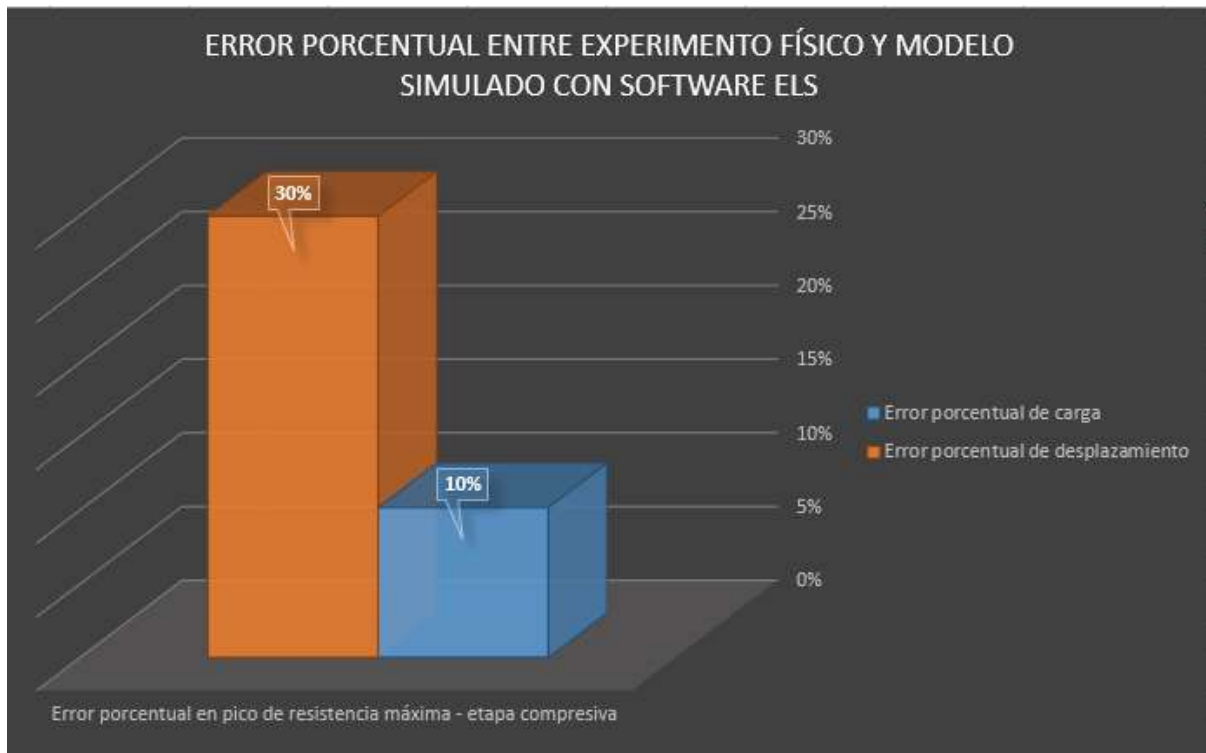
ambos modelos. Para el caso del modelo numérico, el ángulo de inclinación fue de 88.24°, mientras que para el experimento físico resultó 72.32°. Esto indica un porcentaje de error de 22.02% entre ambos modelos, lo cual denota que la rigidez del modelo numérico tuvo mayor alcance que el experimento físico. En este caso, una explicación a este comportamiento refiere a que el módulo de Young para las barras de acero de Ø4mm y Ø2mm aumentaron su valor a 2038901.78 kg/cm² (apartado 4.2.1) por sugerencia y asesoramiento del consultor Ayman El-Fouly y recomendación del *American Concrete Institute* (2019). Esto constituyó un aumento en la rigidez, ya que, por términos estructurales, la rigidez está directamente relacionada al módulo de Young, es decir, cuán mayor sea el valor del módulo de Young de los materiales que constituyen la estructura, mayor será la rigidez de esta.

Otra explicación a este comportamiento son los valores que se adoptaron para la propiedad *separation strain* (apartado 4.2.3). Cuando el valor del *separation strain* es pequeño, el espacio entre elementos diferenciales de volumen se acorta, por ende, se sospecha que las fisuras que se propagan en el elemento estructural serían mayores. Aquello generaría una degradación de dicho elemento, lo que se traduciría también a una disminución de su rigidez. Caso contrario se da si el valor del factor *separation strain* es mayor, la distancia entre diferenciales de volumen se volvería mayor y aquello produciría que las propagaciones de fisuras en el elemento estructural ya no sea tan grande y disminuya. Aquello limitaría la degradación de dicho elemento y a su vez generaría un aumento de su rigidez, en comparación con el caso anterior. Por último, la propiedad *Normal Stiffness Contact Factor* (apartado 4.6.2) afecta en la rigidez ya que se trata de una propiedad que ayuda a medir la rigidez de los resortes que se generan entre dos elementos ante una colisión. Es decir, el valor de esta propiedad multiplicado por el módulo de Young resulta la rigidez del resorte, por lo tanto, a mayor índice de *Normal Stiffness Contact Factor* y módulo de Young, mayor será la rigidez de la estructura.

Cabe resaltar que, para mayor estudio de estas propiedades y sus efectos en el comportamiento de la estructura y su rigidez, se recomienda continuar la presente investigación simulando el modelo con un mayor enfoque en dichas propiedades.

Tabla 15. Valores de carga y desplazamiento de los valores picos para el experimento físico

RESISTENCIA MÁXIMA - ETAPA COMPRESIVA	CARGA (kN)	DESPLAZAMIENTO (mm)
EXPERIMENTO FÍSICO	52.20 kN	67.50 mm
MODELO FINAL SIMULACIÓN CON ELS	57.50 kN	47.30 mm
PORCENTAJE DE ERROR	10%	30%

Figura 99. Error porcentual entre experimento físico y modelo simulado con ELS

4.11.2 Desplazamiento vertical de la columna central vs desplazamientos horizontales de los puntos de unión viga - columna

Otra información numérica que pudo ser captada por el software ELS y que a su vez fue obtenida en el experimento físico del pórtico, fue la relación entre los desplazamientos los puntos de intersección (vigas - columnas) con el desplazamiento vertical de columna central sometida a carga. Haciendo una comparación en conjunto las gráficas obtenidas con ELS se asemejan al comportamiento de lo obtenido por la instrumentación del experimento en físico. En ambos casos, las curvas demostraron que los puntos de intersección tuvieron primero una tendencia a alejarse de la columna central hasta llegar a un desplazamiento máximo exterior. Posterior a ello, el movimiento se invirtió hacia el interior, tornándose nuevamente el desplazamiento con dirección a la columna central. En cuanto a la magnitud de los valores, los desplazamientos máximos hacia el exterior e interior del experimento físico superaron prudentemente a los obtenidos por el software ELS.

La Figura 100 y Figura 102 muestran de color verde y amarillo la ubicación de las intersecciones denominadas como adyacentes (por estar ubicadas adyacentes a la columna central) y externas (por encontrarse en los extremos en contacto con el exterior) respectivamente. Asimismo, la Figura 101 y Figura 103 muestran las gráficas correspondientes a la relación de desplazamiento de las intersecciones, en estas además se indica de color rojo y azul el valor máximo de desplazamiento al exterior e interior para

el modelo final simulado y el experimento en físico respectivamente. Las líneas punteadas de color negro representan la separación entre las etapas antes tratadas, etapa inicial, compresiva y de catenaria.

La Tabla 16 y Tabla 17 resumen la información adquirida para generar el gráfico de barras de error observado en la Figura 104. Para generar este último de la Figura 101 de la intersección CD1-BC1 se encontró el desplazamiento máximo hacia el exterior tanto del experimento físico como del modelo final simulado, es decir 6.73 mm y 5.06 mm. Mientras que para los desplazamientos máximos al interior se eligió para el experimento físico el 54.36 mm de la intersección CD2-BC2 y 32.47 mm de la intersección CB2-BB2 para el modelo simulado. Por su parte de la Figura 103 de la intersección CE1-BD1 se obtuvo el desplazamiento máximo hacia el exterior de 6.83 mm para experimento físico, mientras que para el modelo final con ELS se encontró en la intersección CE2-BD2 y fue de 5.18 mm. De esta intersección CE2-BD2 también se visualizó el desplazamiento máximo hacia el interior de 52.06 mm para el experimento físico, mientras que para el modelo simulado este se encontró en la intersección CA2-BA2 y fue de 30.60 mm. Finalmente los porcentajes de error entre los picos de valores de desplazamientos máximos de ambas gráficas (experimento físico y modelo final) fueron de 24% y 25% cuando el movimiento fue al interior y de 41% y 40% cuando el movimiento fue al exterior. Para el notorio incremento de los últimos porcentajes se debe tener en cuenta que el modelo simulado culminó antes el proceso de colapso progresivo. Esto quiere decir que el desplazamiento vertical de la columna central fue mayor para el experimento físico que para el modelo simulado, es por tal que los valores en rojo al culminar la gráfica superan a los de azul.

Figura 100. Ubicación de las intersecciones de las vigas con columnas adyacentes

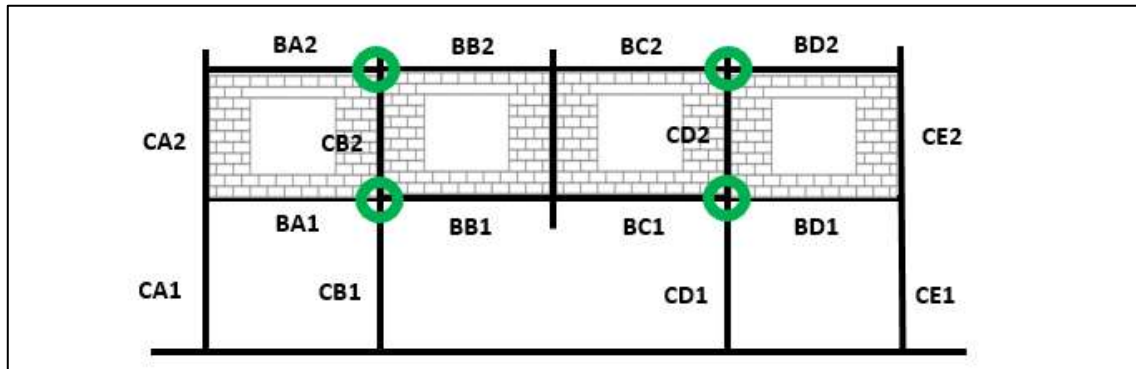


Figura 101. Desplazamiento vertical de la columna central vs desplazamiento horizontal de las columnas adyacentes

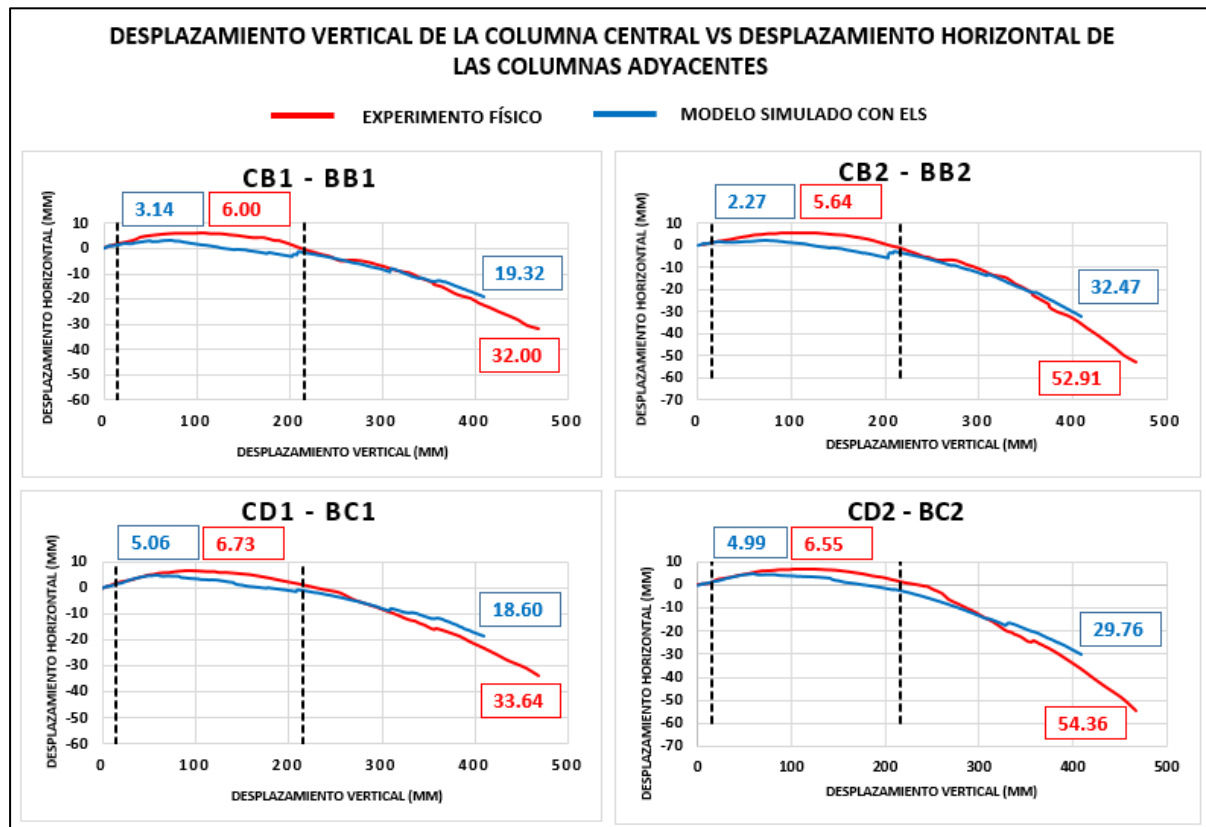


Figura 102. Ubicación de las intersecciones de las vigas con columnas externas

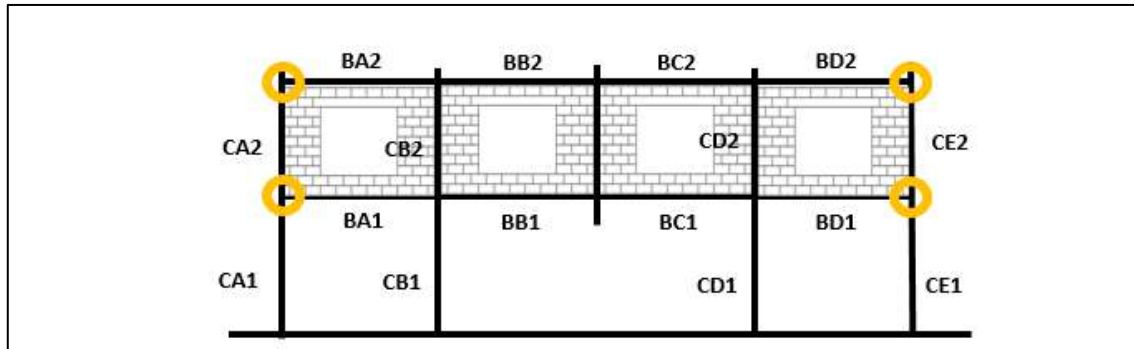


Figura 103. Desplazamiento vertical de la columna central vs desplazamiento horizontal de las columnas extremas

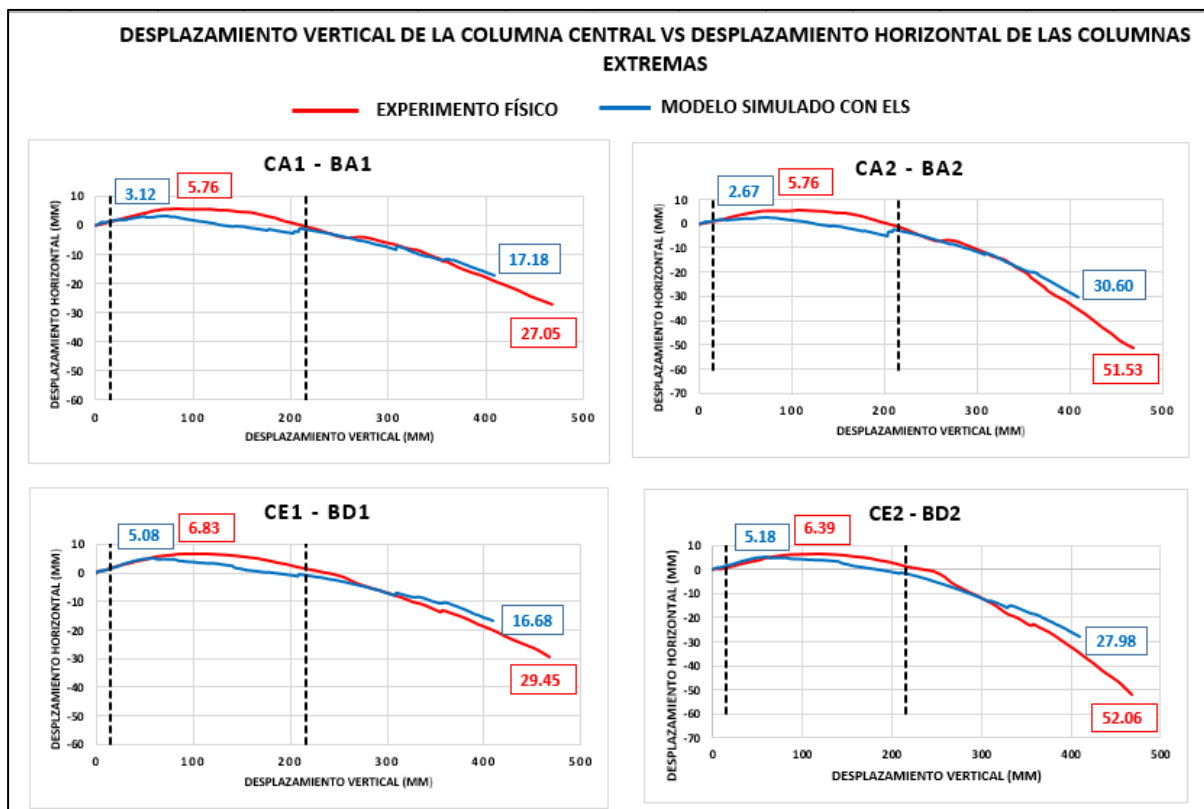


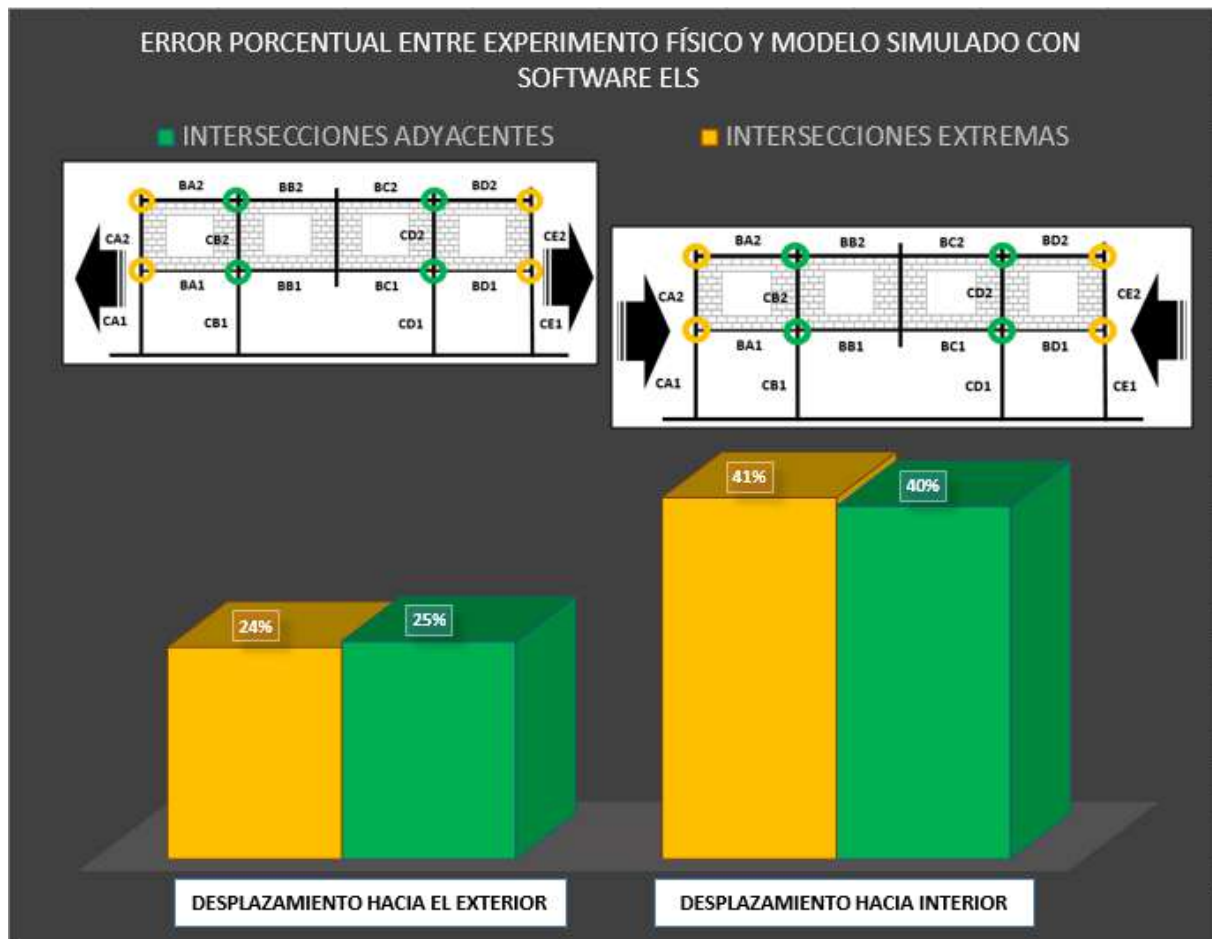
Tabla 16. Resumen de desplazamientos máximos del experimento físico y la simulación en ELS

DESPLAZAMIENTO MÁXIMO	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO HACIA EL INTERIOR	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO HACIA EL EXTERIOR
EXPERIMENTO FÍSICO (mm) INTERSECCION ADYACENTES	54.36	6.73
EXPERIMENTO FÍSICO (mm) INTERSECCION EXTERNAS	52.06	6.83
SIMULACIÓN EN ELS (mm) INTERSECCION ADYACENTES	32.47	5.06
SIMULACIÓN EN ELS (mm) INTERSECCION EXTERNAS	30.60	5.18

Tabla 17. Errores porcentuales entre los desplazamientos

ERRORES PORCENTUALES	INTERSECCIONES ADYACENTES	INTERSECCIONES EXTERNAS
DESPLAZAMIENTO HACIA EL INTERIOR	40%	41%
DESPLAZAMIENTO HACIA EL EXTERIOR	25%	24%

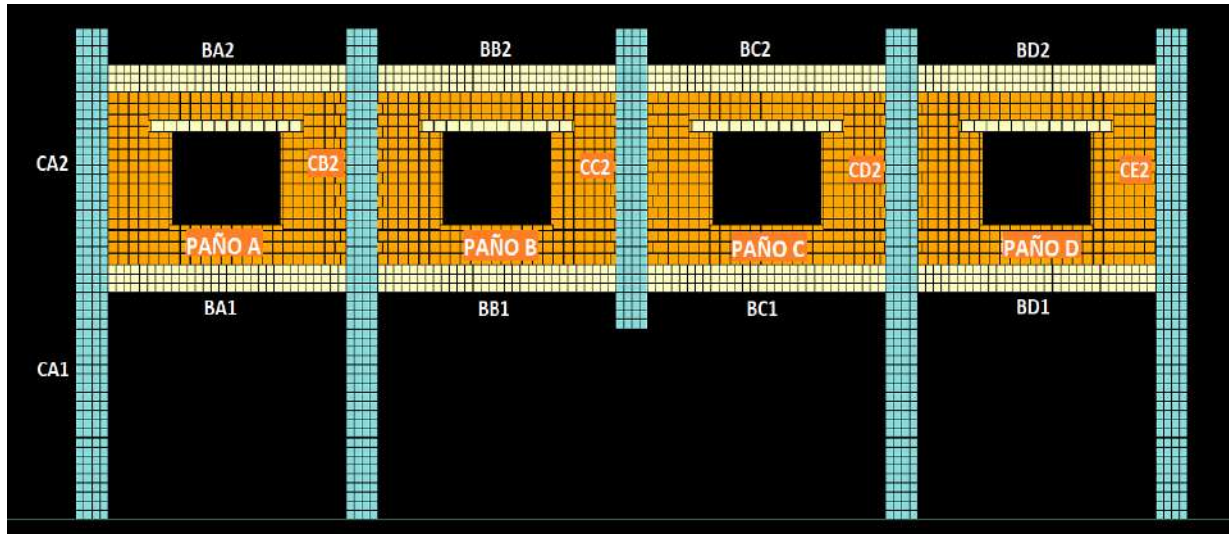
Figura 104. Gráficas de los errores porcentuales de intersecciones adyacentes y extremas



4.11.3 Modo de falla

Para poder realizar el análisis de modo de falla, es necesario acotar cada paño de muro, viga y columna como se muestra en la Figura 105.

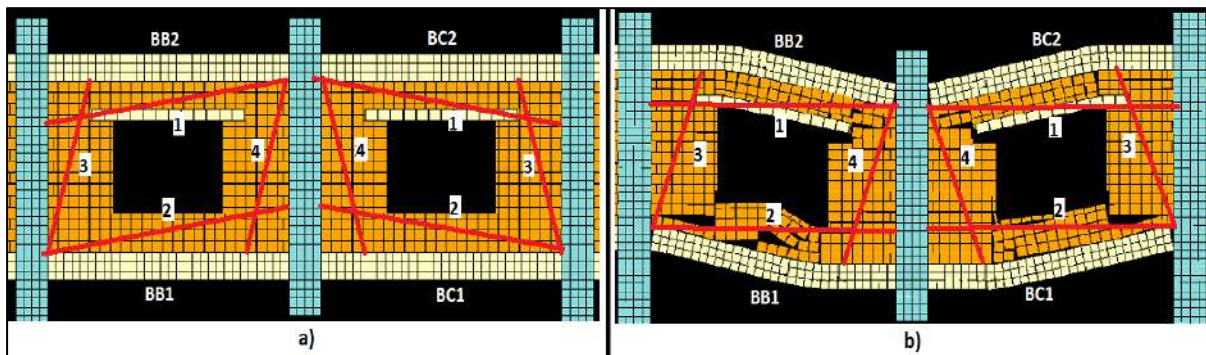
Figura 105. Experimento modelado en ELS con sus respectivas acotaciones



Nota. Adaptado de ELS.

El modo de falla de la simulación en ELS tuvo un comportamiento similar al que se presentó en el experimento físico. Los primeros elementos en presentar falla fueron los muros de albañilería más cercanos a la columna central que corresponden a los paños B y C que se muestran la Figura 105. En la Figura 106, similar a la Figura 48 del Capítulo 3, se muestra la transferencia de carga a través de puntales que se da en los muros en el modelo final realizado en ELS. Estos puntales representan la compresión diagonal que ocurre en los muros durante el análisis.

Figura 106. Transferencia de cargas en los paños B y C

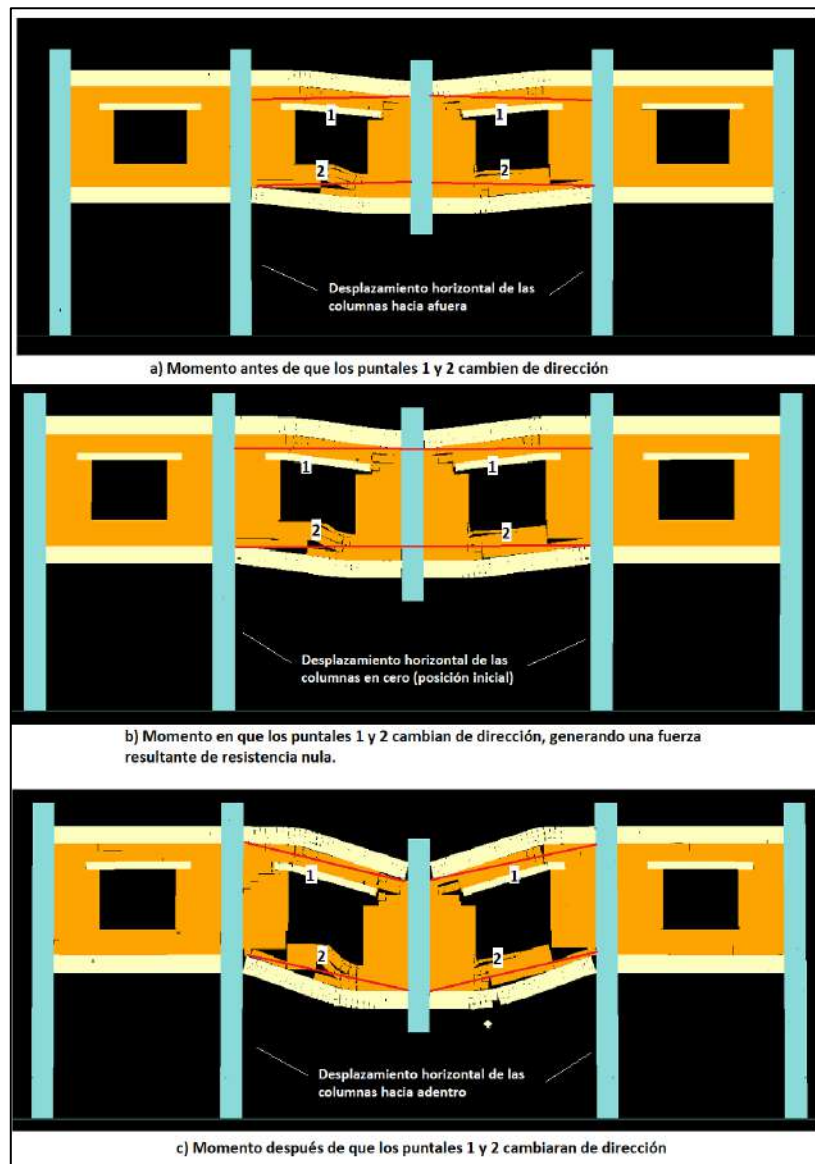


La falla empezó por etapas. Desde la etapa inicial, la carga empezó a transmitirse por las vigas más cercanas, es decir las vigas BB2 y BC2. Siendo estas las que iniciaron la transferencia de carga hacia los puntales 3 y 4, donde el puntal 3 transfirió una porción de carga hacia los paños externos (paño A y D), mientras que el puntal 4 transfirió otra

porción hacia las vigas BB1 y BC1 y luego a los paños adyacentes. Otra porción de carga fue dirigida hacia los puntales 1 y 2 y luego hacia los otros paños. A medida que la columna central iba desplazándose verticalmente cada vez más, se iban generando mayores fallas en los muros como se observa en la Figura 106(b). Esto causó que los puntales 1 y 2 cambien de dirección ocasionando que la fuerza resultante en los elementos disminuya.

En la Figura 107 se pueden observar en un primer momento los puntales 1 y 2 antes de que cambiaran de dirección. En este momento hubo una fuerza resultante generándose en los puntales que ofrecía resistencia. Posteriormente, a medida que la columna central iba desplazándose hacia abajo, los puntales 1 y 2 llegaron a un punto de nulidad de efectos (Figura 107b), momento en el cual la fuerza resultante fue cero y el desplazamiento de las columnas adyacentes regresaron a su posición inicial. Finalmente, el desplazamiento vertical de la columna continuó causando que los puntales cambiaran de dirección haciendo que ahora la fuerza resultante de los elementos disminuya e hiciera que las columnas adyacentes se movieran hacia adentro (Figura 107c).



Figura 107. Cambio de dirección de los puntales 1 y 2

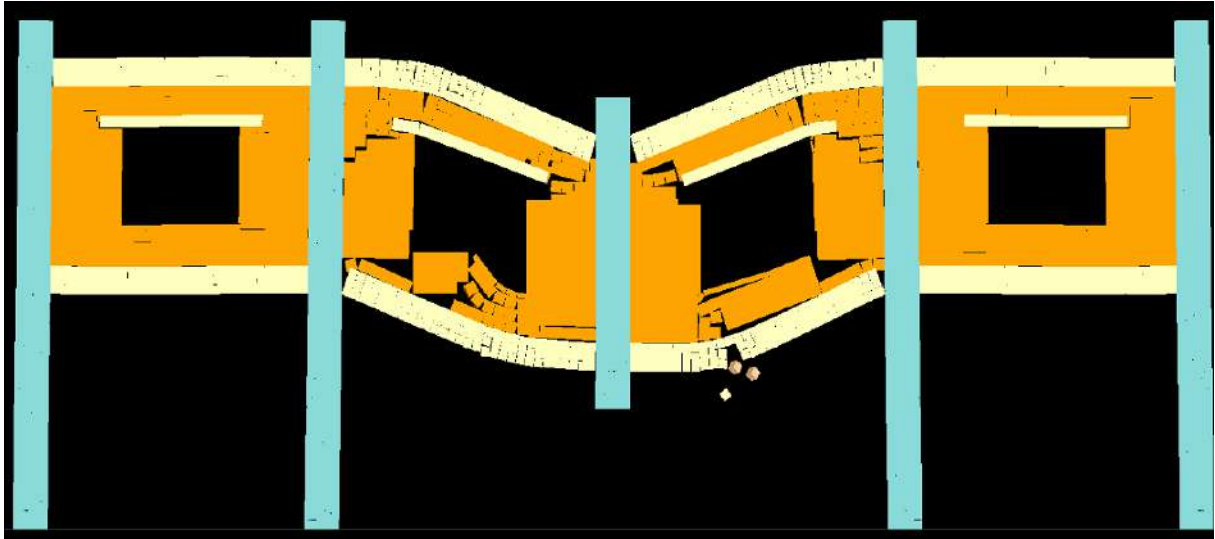
Nota. Adaptado de ELS.

En la Figura 108 se puede observar el modo de falla final del espécimen en ELS y se puede decir que, con respecto a las vigas, las fallas de estas siguieron la dirección de los puntales 3 y 4 ubicándose mayormente en los extremos. En simultáneo, las columnas también ayudaban a la transferencia de cargas hasta que estas lleguen al suelo. Estos elementos presentaron desplazamiento horizontal como se puede observar en la Figura 108, lo cual también se mencionó anteriormente.

El modo de falla obtenido del software ELS no difirió mucho del modo de falla final del experimento en físico. En la Figura 109, se pueden observar las semejanzas (círculos rojos) que existen entre ambos especímenes. Se puede visualizar también que los paños A y D presentaron las mismas fisuras. Sin embargo, se encontraron diferencias (círculos azules), una de ellas se presentó en el modelo final en ELS, pero no se presentó en el

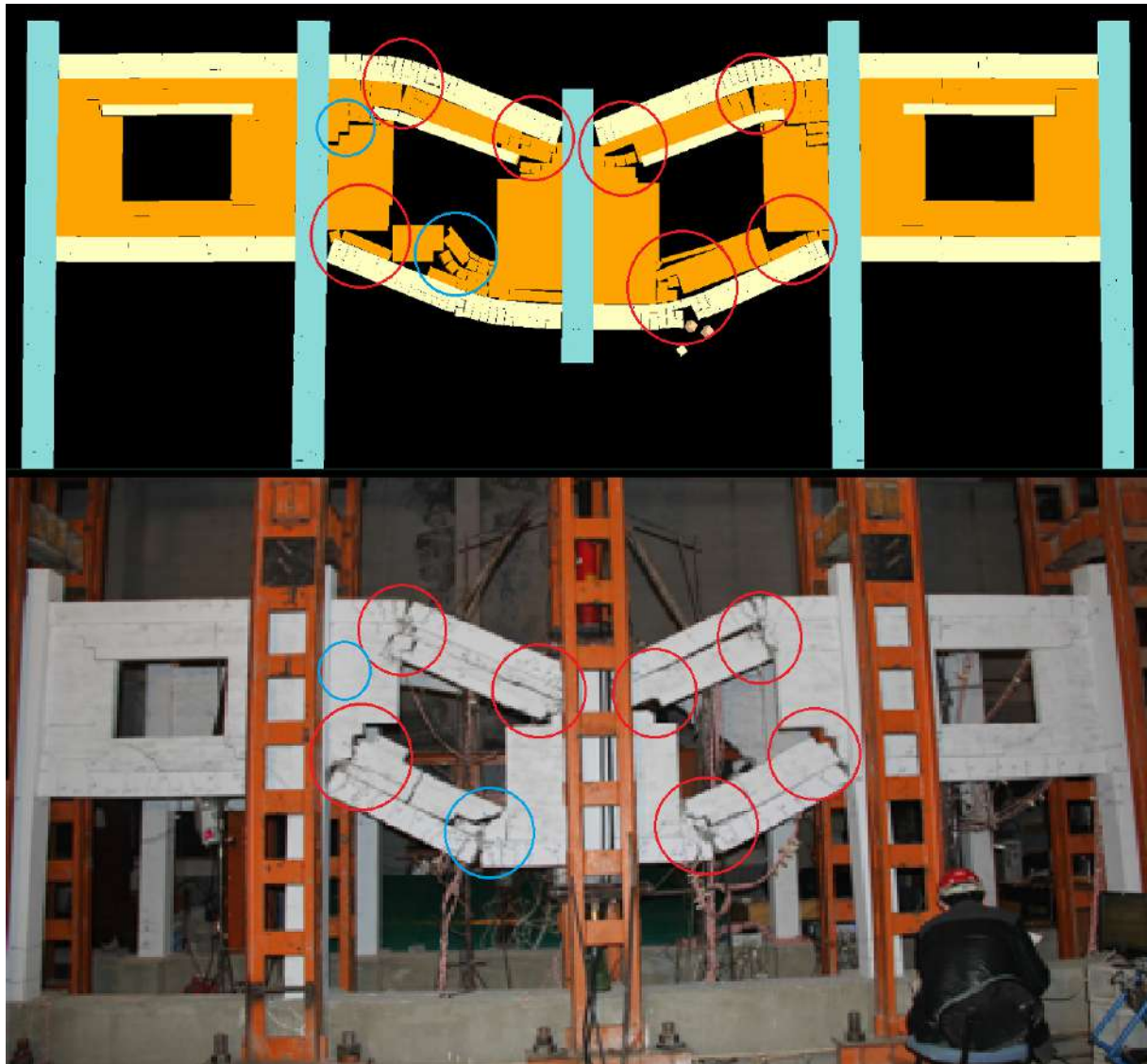
experimento físico y la otra falla es la que se encontró en el alfeizar de la ventana y se diferenció por la posición que tienen.

Figura 108. Modo de falla final del espécimen en ELS



Nota. Adaptado de ELS.

Figura 109. Semejanzas y diferencias entre el modelo numérico modelado en ELS y el experimento físico

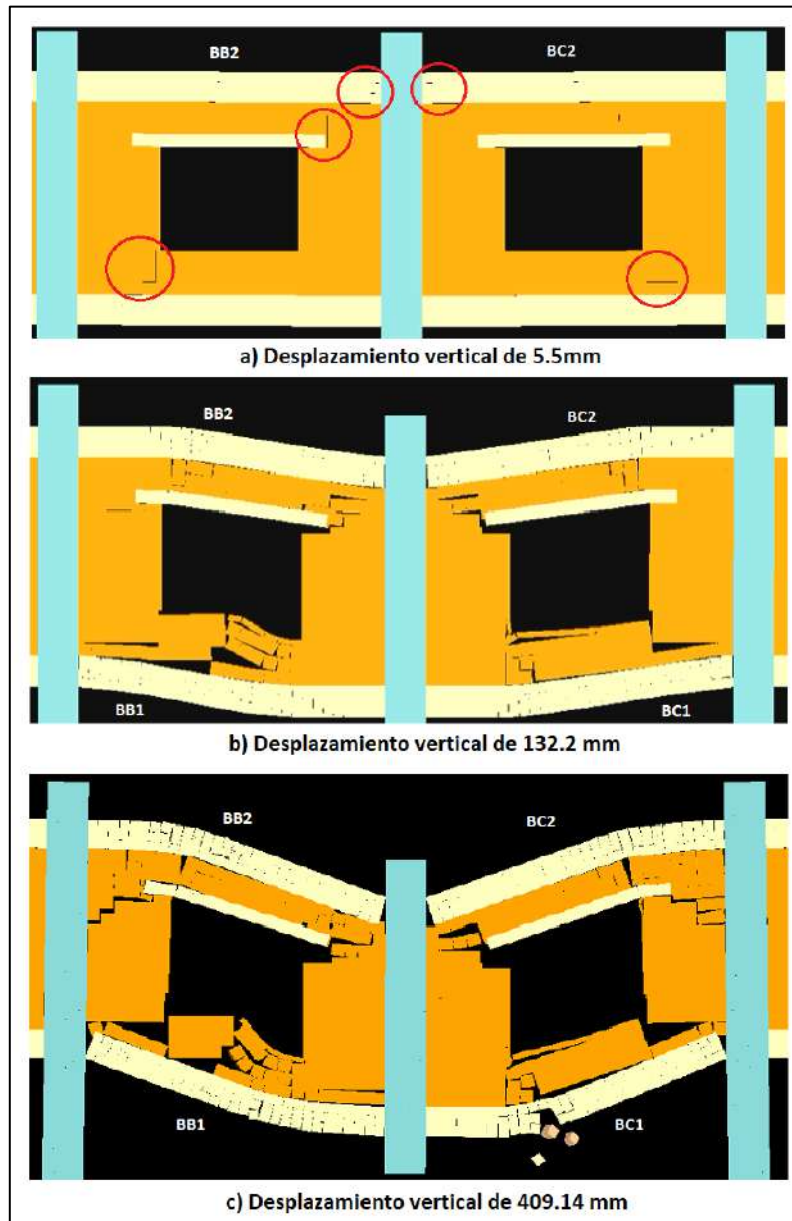


Nota. Adaptado de ELS.

Las primeras grietas que se observaron durante la simulación fueron a un desplazamiento vertical de 5.15 mm ubicándose las grietas en las esquinas de las aberturas en dirección diagonal hacia las esquinas del marco de concreto armado formándose una grieta en forma de X. Asimismo, las vigas BB2 y BC2 también empezaron a presentar ciertas grietas en los extremos (ver Figura 110a). Luego a un desplazamiento vertical de 132.2 mm, se empezó a ver con mayor definición la grieta en forma de X en los paños B y C, Especialmente en el paño B se empezó a observar una grieta de gran dimensión por debajo de las aberturas. Todas estas con una característica en particular, tienen una forma escalonada. Además, las grietas en las vigas empezaron a propagarse más (ver Figura 110b). Finalmente, a un desplazamiento de 409.14 mm, los muros de albañilería ya presentaron grietas más profundas que siguieron la misma dirección de las

grietas anteriormente mencionadas y dividieron los muros de los paños B y C en cuatro partes alrededor de la abertura central en forma de X. Las vigas, por otro lado, también presentaron mayores grietas, especialmente la viga BC1, la cual presentó una con el total agrietamiento del concreto (ver Figura 110c).

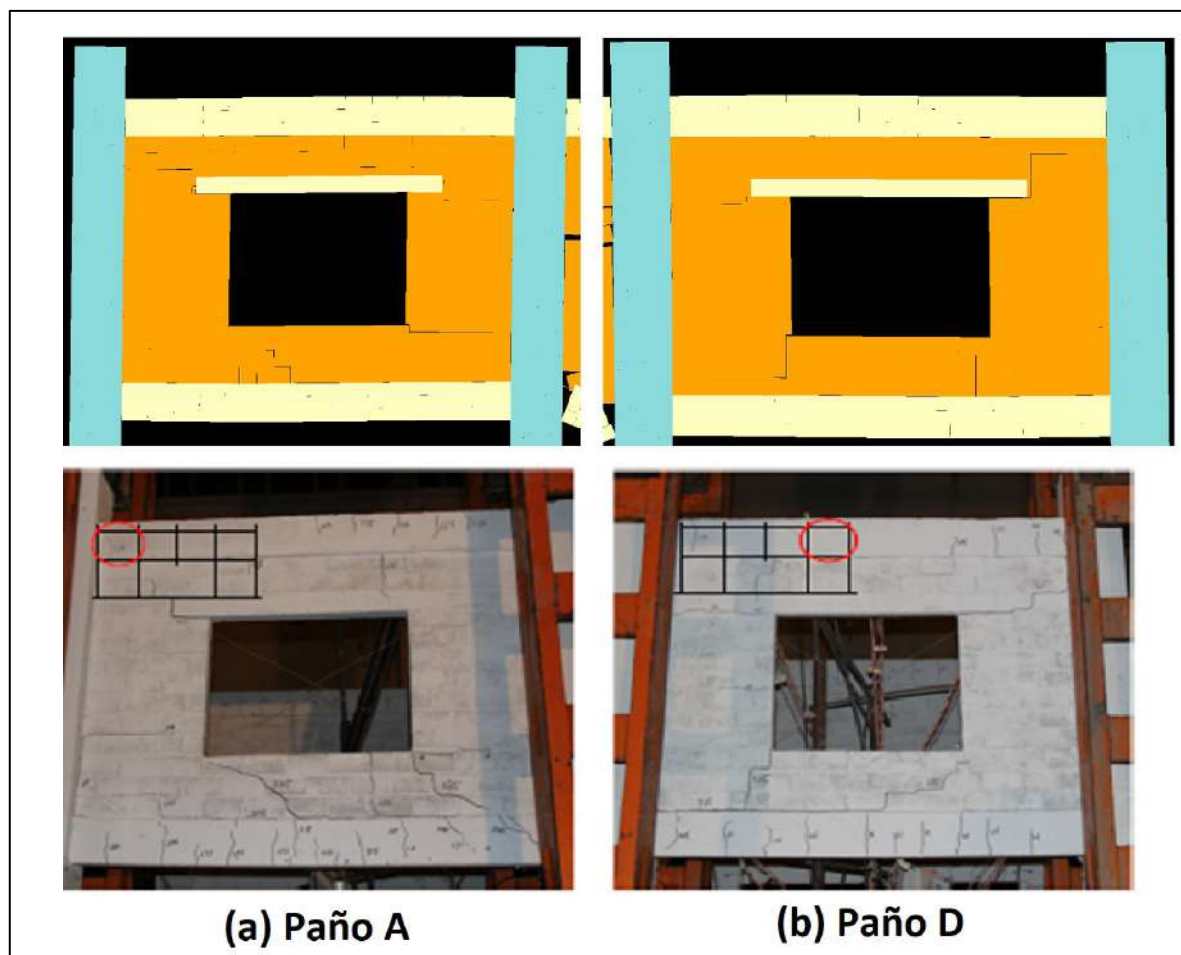
Figura 110. Patrón de agrietamiento



Nota. Adaptado de ELS.

Los paños A y D no sufrieron tantos daños en comparación a los paños B y C. En la Figura 111 se puede observar la comparación de las grietas entre el experimento físico y la simulación en ELS. Como se puede observar, se asemejan bastante.

Figura 111. Paños A y D entre el modelo simulado en ELS y experimento físico



Nota. Adaptación de ELS.

Para complementar la parte cualitativa que resultó del modelo final simulado en ELS, se presenta la Tabla 18, en la cual se observan los siguientes aspectos:

1.- Definición del modo de falla que se da en los muros de albañilería del modelo simulado en ELS.

2.- Clasificación de las grietas producidas en los muros de albañilería de acuerdo con su intensidad, extensión y dispersión de estas con respecto al experimento físico, teniendo en cuenta la siguiente nomenclatura:

B = Bueno (similar al experimento físico)

R = Regular (medianamente similar al experimento físico)

M = Malo (poco similar al experimento físico)

Es decir, cada una de las características (intensidad, extensión y dispersión) serán clasificadas según la nomenclatura mencionada.

3.- Definición del modo de falla que se da en las vigas del modelo simulado en ELS.

4.- Clasificación de las grietas producidas en las vigas de acuerdo con su intensidad, extensión y dispersión de estas con respecto al experimento físico, teniendo en cuenta la siguiente nomenclatura:

B = Bueno (similar al experimento físico)

R = Regular (medianamente similar al experimento físico)

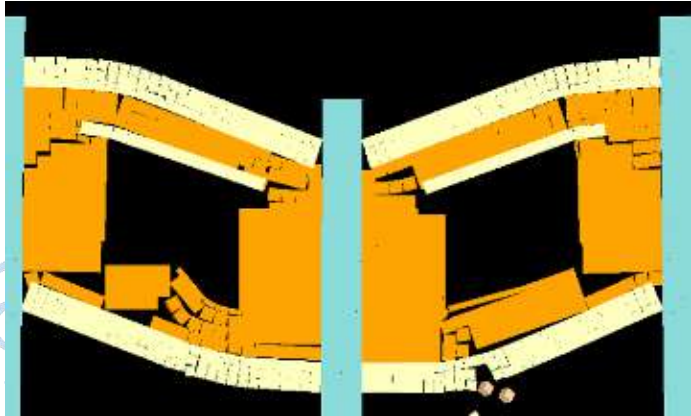
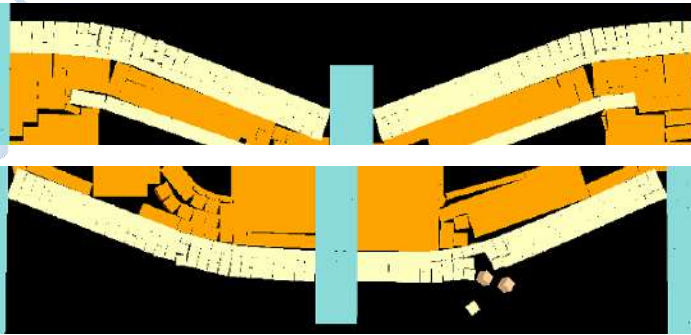
M = Malo (poco similar al experimento físico)

Es decir, cada una de las características (intensidad, extensión y dispersión) serán clasificadas según la nomenclatura mencionada.

El modo de falla de los muros de albañilería es debido a la compresión diagonal. Esta falla se da debido a que el desplazamiento vertical que actuó sobre la columna central hizo que finalmente el muro y sus elementos se desplacen de forma horizontal generando una fuerza diagonal que comprimió el muro en una dirección. Mientras que, en una dirección perpendicular a esta, se empezaron a generar fuerzas a tracción. Sin embargo, la albañilería no es buena a tracción por lo que se empezaron a generar grietas en forma de X como se muestra en la Tabla 18, observándose también aplastamientos en las esquinas del muro y la separación de este con el marco de concreto armado.

Por otro lado, el modo de falla de las vigas es debido a una falla por flexión. Esto se observa en las vigas BB1, BB2, BC1 y BC2 y se caracteriza por ser una falla dúctil ya que las fisuras dan aviso de que algo está pasando, dando tiempo a tomar acciones.

Tabla 18. Resumen cualitativo de la simulación principal en ELS con respecto al experimento físico

Simulación	Elementos	Modos de falla	Intensidad	Extensión	Dispersión	Vista de simulación
Simulación ELS	Muros de albañilería	Falla por compresión diagonal	B	B	B	
	Vigas	Falla por flexión	B	B	B	

4.11.5 Análisis de sensibilidad

Como se mencionó anteriormente, para el análisis de sensibilidad se utilizó el Diagrama Tornado para concluir cuáles eran las propiedades más sensibles. En la Tabla 19, Tabla 20, Tabla 21 y Tabla 22, las cuales se muestran también en el apartado 4.10, se resumen las propiedades que se analizaron para el concreto, acero, bloque de concreto y mortero respectivamente. En las tablas se muestran los valores mínimos (percentil 10) y máximos (percentil 90) que se adoptaron para realizar el análisis en ELS, teniendo en cuenta que los valores de la media son aquellos del modelo final explicado anteriormente. En el caso del acero, tal como se explicó, se utilizaron los valores de la Tabla 23 ya que la interfaz de propiedades que se utilizó para este caso fue el *User Defined Material* teniendo en cuenta que estas propiedades se agruparon en paquetes tal como se muestra en la Tabla 24. La presentación de la información en este formato pretende mostrar la equivalencia entre las propiedades comúnmente usadas (tablas x, y z) y las propiedades según el formato requerido por el módulo *User Defined Material*.



Tabla 19. Propiedades del concreto con coeficiente de variación para el análisis de sensibilidad

Propiedades		Media	Coef. de variación	Distribución	Mínimo	Máximo
CONCRETO 1 ER PISO	Esfuerzo a la compresión (kg/cm ²)	421.1428	18%	Normal	323.96	518.33
	Esfuerzo al corte (kg/cm ²)	100	22%	Normal	72.31	127.69
	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	337798.84	8%	Normal	303154.19	372443.49
	Esfuerzo a la tensión (kg/cm ²)	21	22%	Normal	15.18	26.82
CONCRETO 2 DO PISO	Esfuerzo a la compresión (kg/cm ²)	324.2698	18%	Normal	249.44	399.10
	Esfuerzo al corte (kg/cm ²)	75	22%	Normal	54.23	95.77
	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	296413.66	8%	Normal	266013.47	326813.85
	Esfuerzo a la tensión (kg/cm ²)	17	21.6%	Normal	12.29	21.71

Tabla 20. Propiedades del acero con coeficiente de variación para el análisis de sensibilidad

Propiedades		Media	Coef. de variación	Distribución	Mínimo	Máximo
ACERO DE 8MM DE DIÁMETRO	Esfuerzo de fluencia (kg/cm ²)	4231.28	6%	Normal	3905.81	4556.75
	Esfuerzo último (kg/cm ²)	5981.63	6%	Normal	5521.52	6441.74
	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	2038901.8	6%	Normal	1882069.46	2195734.10
	Deformación de separación	1	6%	Normal	0.92	1.08
ACERO DE 4MM DE DIAMETRO	Esfuerzo de fluencia (kg/cm ²)	2396.33	6%	Normal	2212.00	2580.66
	Esfuerzo último (kg/cm ²)	3276.14	6%	Normal	3024.14	3528.14
	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	2038901.8	6%	Normal	1882069.46	2195734.10
	Deformación de separación	1	6%	Normal	0.92	1.08
ACERO DE 2MM DE DIAMETRO	Esfuerzo de fluencia (kg/cm ²)	3456.84	6%	Normal	3190.94	3722.74
	Esfuerzo último (kg/cm ²)	4024.58	6%	Normal	3715.01	4334.15
	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	2038901.8	6%	Normal	1882069.46	2195734.10
	Deformación de separación	1	6%	Normal	0.92	1.08

Tabla 21. Propiedades del bloque de concreto con coeficiente de variación para el análisis de sensibilidad

Propiedades		Media	Coef. de variación	Distribución	Mínimo	Máximo
BLOQUE DE CONCRETO	Esfuerzo a la compresión (kg/cm ²)	230.456	21%	Normal	168.41	292.50
	Esfuerzo al corte (kg/cm ²)	57.614	29%	Normal	36.19	79.03
	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	69136.8	19%	Normal	52296.46	85977.14
	Esfuerzo a la tensión (kg/cm ²)	12	29%	Normal	7.54	16.46

Tabla 22. Propiedades del mortero con coeficiente de variación para el análisis de sensibilidad

Propiedades		Media	Coef. de variación	Distribución	Mínimo	Máximo
MORTERO	Esfuerzo a la compresión (kg/cm ²)	186.61	17%	LogNormal	148.17	228.42
	Esfuerzo a la tensión (kg/cm ²)	10	24%	LogNormal	7.18	13.17
	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	37322	25%	LogNormal	26406.37	49645.90
	Esfuerzo al corte (kg/cm ²)	46.6525	24%	LogNormal	33.495	61.439

Tabla 23. Propiedades del acero relacionadas con las propiedades del *User Defined Material*

Propiedades		Media	Coef. de variación	Propiedad en <i>User Defined Material</i>	Media	Mínimo	Máximo
ACERO DE 8MM	Esfuerzo de fluencia (kg/cm ²)	4231.28	6%	Límite de deformación de tensión/compresión elástica	+/- 0.002075274	+/- 0.001915644	+/- 0.002234904
	Esfuerzo último (kg/cm ²)	5981.63	6%	Esfuerzo último de compresión/tensión	5981.63	5521.52	6441.74
	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	2038901.8	6%	Módulo de Elasticidad	2038901.8	1882069.46	2195734.10
				Límite de deformación de tensión/compresión elástica	+/- 0.002075274	+/- 0.002248206	+/- 0.001927046
				Rigidez de compresión/tensión post-elástica	20389.0178	18820.69455	21957.34105
	Deformación de separación	1	6%	Deformación de separación	1	0.92	1.08
ACERO DE 4MM	Esfuerzo de fluencia (kg/cm ²)	2396.33	6%	Límite de deformación de tensión/compresión elástica	+/- 0.001175304	+/- 0.001084898	+/- 0.001265711
	Esfuerzo último (kg/cm ²)	3276.14	6%	Esfuerzo último de compresión/tensión	3276.14	3024.14	3528.14
	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	2038901.8	6%	Módulo de Elasticidad	2038901.8	1882069.46	2195734.10
				Límite de deformación de tensión/compresión elástica	+/- 0.001175304	+/- 0.001273242	+/- 0.001091357
				Rigidez de compresión/tensión post-elástica	20389.0178	18820.69455	21957.34105
	Deformación de separación	1	6%	Deformación de separación	1	0.92	1.08
ACERO DE 2MM	Esfuerzo de fluencia (kg/cm ²)	3456.84	6%	Límite de deformación de tensión/compresión elástica	+/- 0.001695442	+/- 0.001565029	+/- 0.001825855
	Esfuerzo último (kg/cm ²)	4024.58	6%	Esfuerzo último de compresión/tensión	4024.58	3715.01	4334.15
	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	2038901.8	6%	Módulo de Elasticidad	2038901.8	1882069.46	2195734.10
				Límite de deformación de tensión/compresión elástica	+/- 0.001695442	+/- 0.001836723	+/- 0.001574344
				Rigidez de compresión/tensión post-elástica	20389.0178	18820.69455	21957.34105
	Deformación de separación	1	6%	Deformación de separación	1	0.92	1.08

Tabla 24. Agrupación de las propiedades del acero por paquetes

PAQUETES	Propiedades	Propiedad en <i>User Defined Material</i>	Material	Media	Mínimo	Máximo
PAQUETE 1	Esfuerzo de fluencia (kg/cm ²)	Límite de deformación de tensión/compresión elástica	Acero de 8 mm	+/- 0.002075274	+/- 0.001915644	+/- 0.002234904
			Acero de 4 mm	+/- 0.001175304	+/- 0.001084898	+/- 0.001265711
			Acero de 2 mm	+/- 0.001695442	+/- 0.001565029	+/- 0.001825855
PAQUETE 2	Esfuerzo último (kg/cm ²)	Esfuerzo último de compresión/tensión	Acero de 8 mm	5981.63	5521.52	6441.74
			Acero de 4 mm	3276.14	3024.14	3528.14
			Acero de 2 mm	4024.58	3715.01	4334.15
PAQUETE 3	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	Módulo de Elasticidad	Acero de 8 mm	2038901.8	1882069.46	2195734.1
			Acero de 4 mm	2038901.8	1882069.46	2195734.1
			Acero de 2 mm	2038901.8	1882069.46	2195734.1
		Límite de deformación de tensión/compresión elástica	Acero de 8 mm	+/- 0.002075274	+/- 0.002248206	+/- 0.001927046
			Acero de 4 mm	+/- 0.001175304	+/- 0.001273242	+/- 0.001091357
			Acero de 2 mm	+/- 0.001695442	+/- 0.001836723	+/- 0.001574344
PAQUETE 4	Deformación de separación	Deformación de separación	Acero de 8 mm	1	0.92	1.08
			Acero de 4 mm	1	0.92	1.08
			Acero de 2 mm	1	0.92	1.08
			Acero de 8 mm	1	0.92	1.08
			Acero de 4 mm	1	0.92	1.08
			Acero de 2 mm	1	0.92	1.08

El objetivo de este análisis de sensibilidad fue medir el rango de variabilidad con respecto a los resultados numéricos que se obtuvieron con ayuda del software ELS. Los modelos numéricos se pueden manipular a través de las propiedades de los materiales dándonos variedad de resultados. Sin embargo, los resultados del experimento físico no se pueden manipular para un análisis de sensibilidad porque han sido tomados con instrumentos de medición. Por ello, el análisis de sensibilidad estuvo mejor enfocado utilizando el modelo numérico final y principal realizándole cambios a los valores de las propiedades para poder analizar los resultados.

A continuación, se presentarán los resultados del diagrama tornado; sin embargo, durante el proceso de investigación y análisis en ELS se obtuvieron las curvas fuerza vs desplazamiento vertical y los modos de falla de cada una de las propiedades correspondientes a cada material. Los valores de estas propiedades son los que se muestran en las tablas anteriormente mencionadas tomando en cuenta el máximo (percentil 90), el mínimo (percentil 10) y la media. Para más información, en el Anexo 1, Anexo 2, Anexo 3 y Anexo 4, se presentan las curvas de fuerza vs desplazamiento vertical y modos de falla final del concreto, acero, bloque de concreto y mortero respectivamente. A partir de estas gráficas que resultaron se pudieron sacar los valores de la resistencia máxima alcanzada en la etapa compresiva de cada propiedad para posteriormente, graficar el diagrama tornado general que se mostrará a continuación.

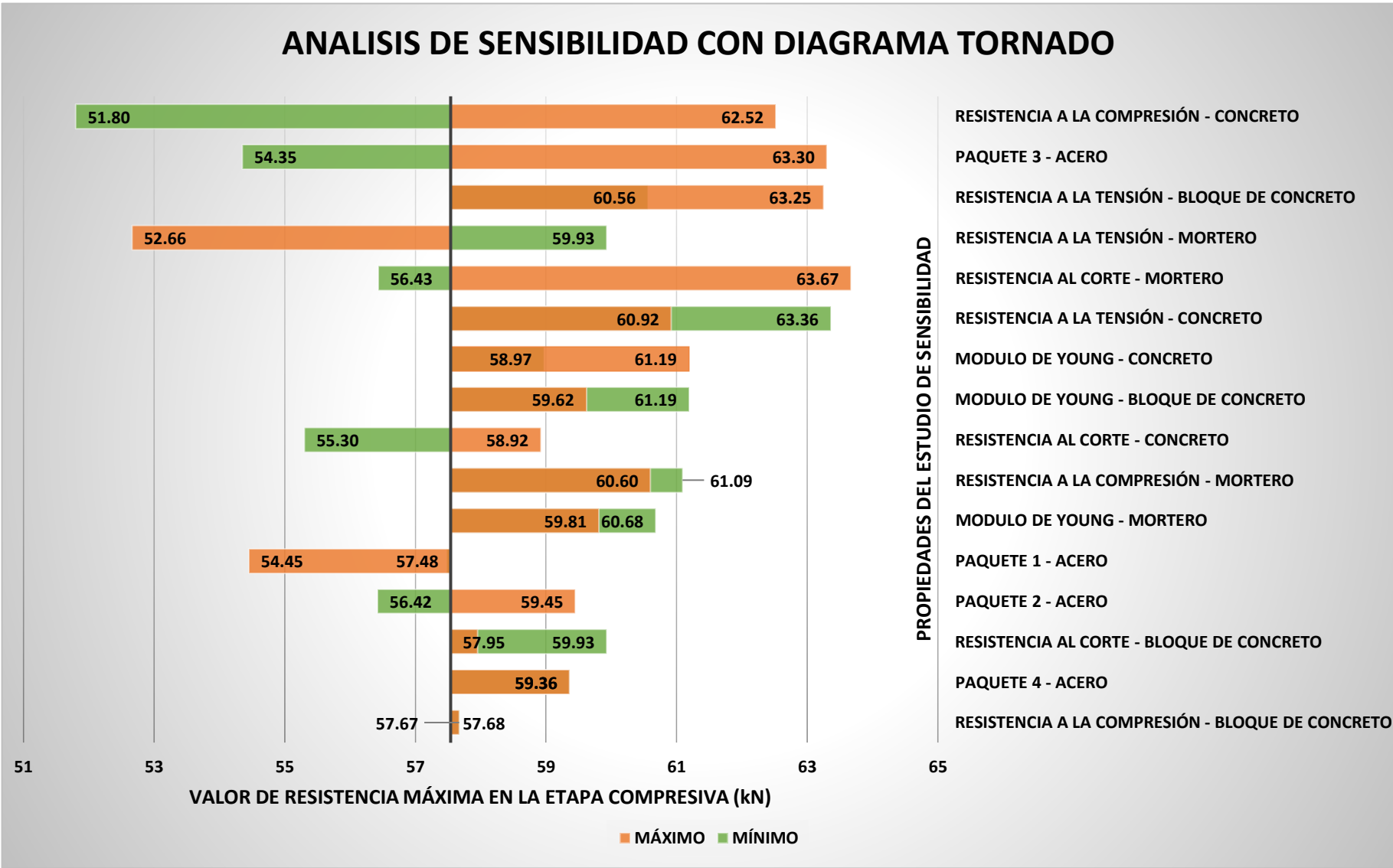
La Figura 112 ilustra el Diagrama Tornado que resume todos los parámetros de los materiales escogidos para el estudio de sensibilidad. En dicho diagrama, se pudo determinar con claridad el parámetro más y menos sensible de forma general, los cuales generaron algún cambio respecto del resultado final. Como se mencionó anteriormente, la referencia para poder medir con certeza tal rango de variabilidad es escogiendo el punto de resistencia máxima del pórtico en la etapa compresiva. Es así, que luego de una serie de simulaciones y comparaciones se pudo determinar que la resistencia a la compresión del concreto resultó ser el parámetro más influyente y sensible en cuanto a la variabilidad de la resistencia máxima. Mientras que fue la resistencia a la compresión del bloque concreto (unidad de albañilería) el parámetro menos preponderante e influyente sobre el cambio de magnitud de la resistencia.

En el diagrama propuesto, la línea central se ubicó a la altura del punto de referencia 57.5 kN que equivale a la resistencia máxima de la etapa compresiva del modelo principal sin alterar, mencionado anteriormente en el acápite 4.11.1. La lista de los propiedades ubicadas en el lado derecho, son aquellas que han sido modificadas numéricamente de acuerdo con los coeficientes de variación mostrados en la Tabla 19, Tabla 20, Tabla 21, Tabla 22, Tabla 23, Tabla 24. En el diagrama, a través de la leyenda máximo (en naranja) y mínimo (en verde), se indica que el valor de resistencia máxima que se muestra ahí corresponde al valor de la propiedad máxima (percentil 90) o mínima (percentil 10). Una vez obtenidos los resultados, el diagrama se ordenó desde el

parámetro más sensible o que generó mayor variabilidad hasta el parámetro cuyo resultado obtenido no se alejó mucho del punto de referencia. Cabe resaltar, que no siempre al incrementar el valor del parámetro, la nueva resistencia máxima obtenida se ubicó por encima del valor de referencia (57.5 kN), en algunos casos se posicionó por debajo de esta. Un comportamiento similar se presentó también en ciertos casos donde la variable fue disminuida, pero el valor de resistencia máxima conseguido se ubicó por encima del valor de referencia.



Figura 112. Diagrama Tornado



En ese sentido, acentuando lo mencionado anteriormente, en la parte superior del diagrama se visualiza el parámetro de resistencia a la compresión del concreto el cual tiene un mayor rango de amplitud respecto la media, ya que se extendió a 62.52 kN por encima de esta y a 51.80 kN por debajo de la misma. En este caso, si se cumplió que, al incrementar numéricamente el parámetro, la resistencia máxima alcanzada se posicionó por encima de 57.5 kN. De la misma manera, al disminuir dicho parámetro, la resistencia se mantuvo por debajo del valor referencial. Por su lado, en la parte inferior del diagrama, se observa el parámetro resistencia a la compresión del bloque concreto, cuya influencia en la variabilidad de los resultados respecto al punto de referencia fue casi imperceptible. Aquello se reflejó en la amplitud de las barras mostradas, ya que al aumentar y disminuir el valor de dicho parámetro el resultado final de resistencia máxima no se alejó mucho del punto de referencia, sino que se mantuvo con valores cercanos de 57.67 kN y 57.68 kN respectivamente.

En seguida, también se llevó a cabo una comparación resumida del aspecto cuantitativo y cualitativo de estos dos parámetros, resistencia a la compresión del concreto y resistencia a la compresión del bloque de concreto, los cuales generaron el mayor y menor rango de variabilidad respectivamente según el diagrama tornado obtenido.

En el aspecto cuantitativo, la Figura 113 hace referencia al parámetro de resistencia a la compresión del concreto, mostrando las curvas fuerza vs desplazamiento del modelo principal sin alterar (color azul) del modelo en donde se incrementó la resistencia a la compresión del concreto (color amarillo) y el modelo en donde se disminuyó la resistencia a la compresión del concreto (color gris). En esta misma figura se han colocado los valores máximos, mínimos y de la media empleados para cada simulación, el pico de resistencia alcanzado y el desplazamiento perteneciente a este punto. Por su parte la Figura 114 muestra un diagrama de error porcentual entre los valores máximos y mínimos respecto a la media. En este se determinó que al emplear los valores máximos el resultado se aleja 8.7% del punto de referencia, mientras que al emplear los valores mínimos el error resulta 9.9%.

Figura 113. Gráfica fuerza de resistencia vs desplazamiento vertical correspondiente a la propiedad resistencia a la compresión del concreto

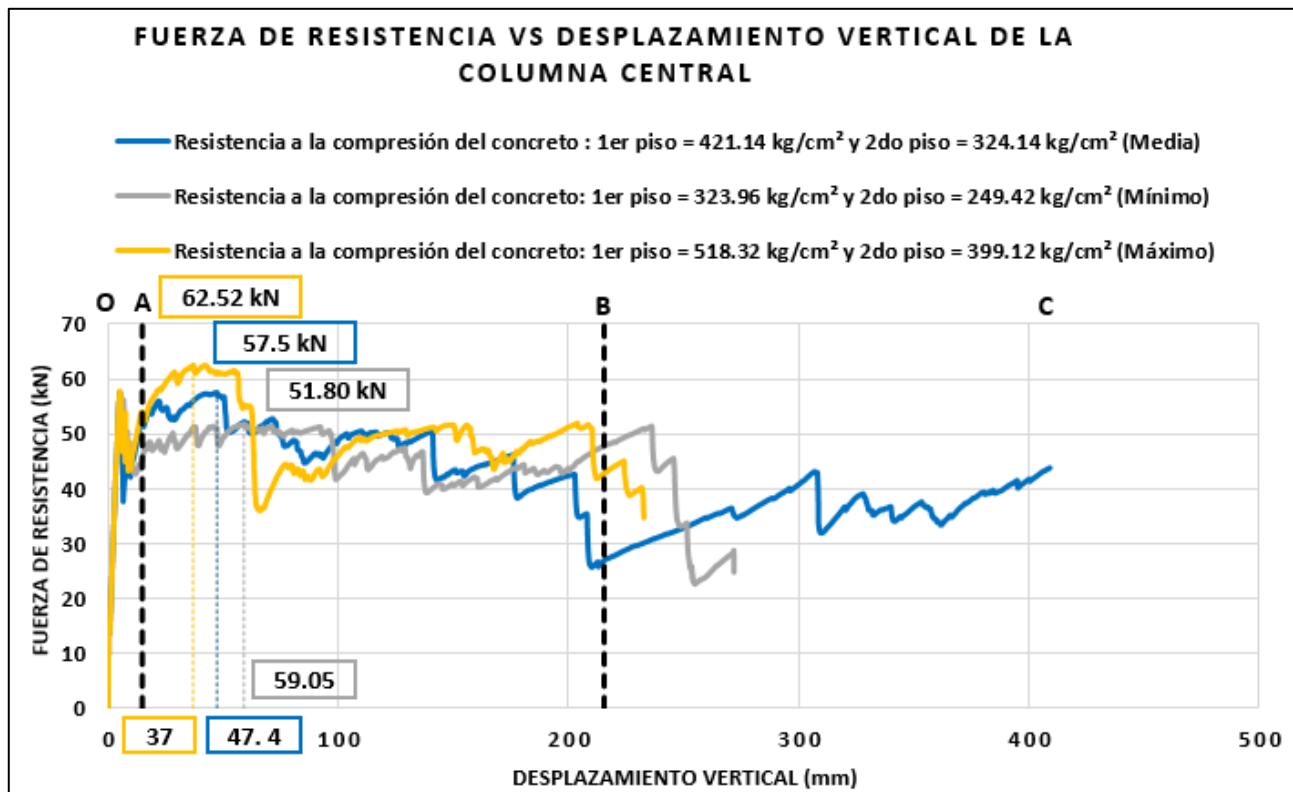
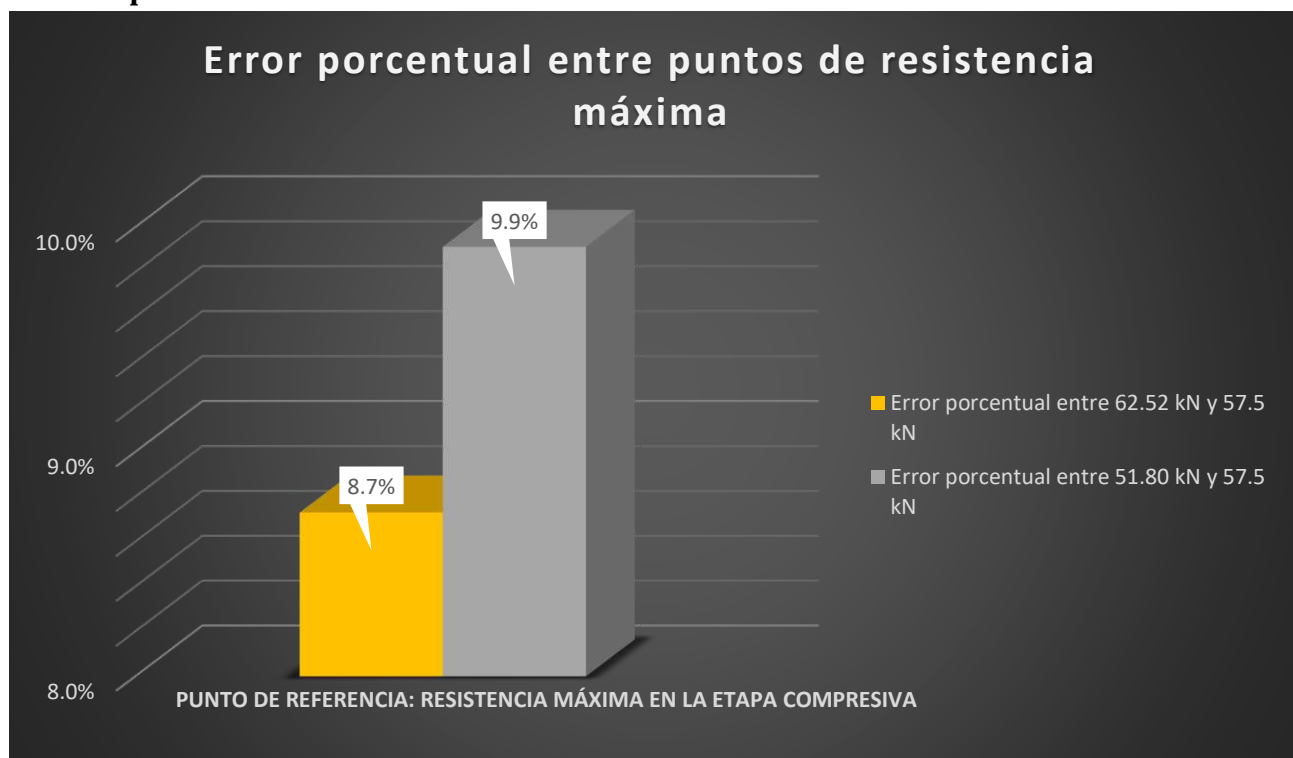


Figura 114. Error porcentual entre los puntos de resistencia máxima para la resistencia a la compresión del concreto



Con respecto al aspecto cualitativo, en la Figura 115 se muestra el modo de falla final de la resistencia a la compresión del concreto utilizando el valor mínimo vs el modelo principal simulado en el ELS, el cual utiliza los valores de la media. Estos modos se muestran a un desplazamiento vertical de 271.88 mm ya que la simulación del modelo con el valor mínimo de la resistencia a la compresión acabó a ese desplazamiento. Por lo tanto, por igualdad de condiciones, se halló el modo de falla del modelo principal con respecto a ese desplazamiento.

En esta figura se puede observar que en el muro del paño B ciertas similitudes en las grietas, las cuales se encuentran encerradas en círculo rojo. Por ejemplo, aquella grieta que se encuentra en el alfeizar de la ventana es muy similar a la que se presenta en el modelo principal. Asimismo, la grieta que se encuentra en la esquina superior derecha también es idéntica. Con respecto a las vigas que confinan este muro, siendo las vigas BB2 y BB1, se puede observar que la viga BB2 presenta una diferencia (círculo azul) en las grietas, en el modelo principal estas grietas se encuentran con mayor intensidad y extensión a comparación de aquellas que se muestran en el otro modelo. Por otro lado, en el paño C, especialmente en la viga BC1 se ve que, en el modelo del valor mínimo de la resistencia a la compresión, la grieta tiene una mayor extensión al punto de que se empiezan a desprender partes de concreto. Además, en cuanto al muro de este paño, se encuentra una grieta cerca de la esquina superior derecha que no se encuentra en el modelo principal. Por lo tanto, cualitativamente, se podría decir que el reducir el valor de la resistencia a la compresión del concreto afectaría mucho al modo de falla de la estructura en cuestión.

Figura 115. Similitudes y diferencias en el modelo principal vs el modelo del valor mínimo de resistencia a la compresión del concreto



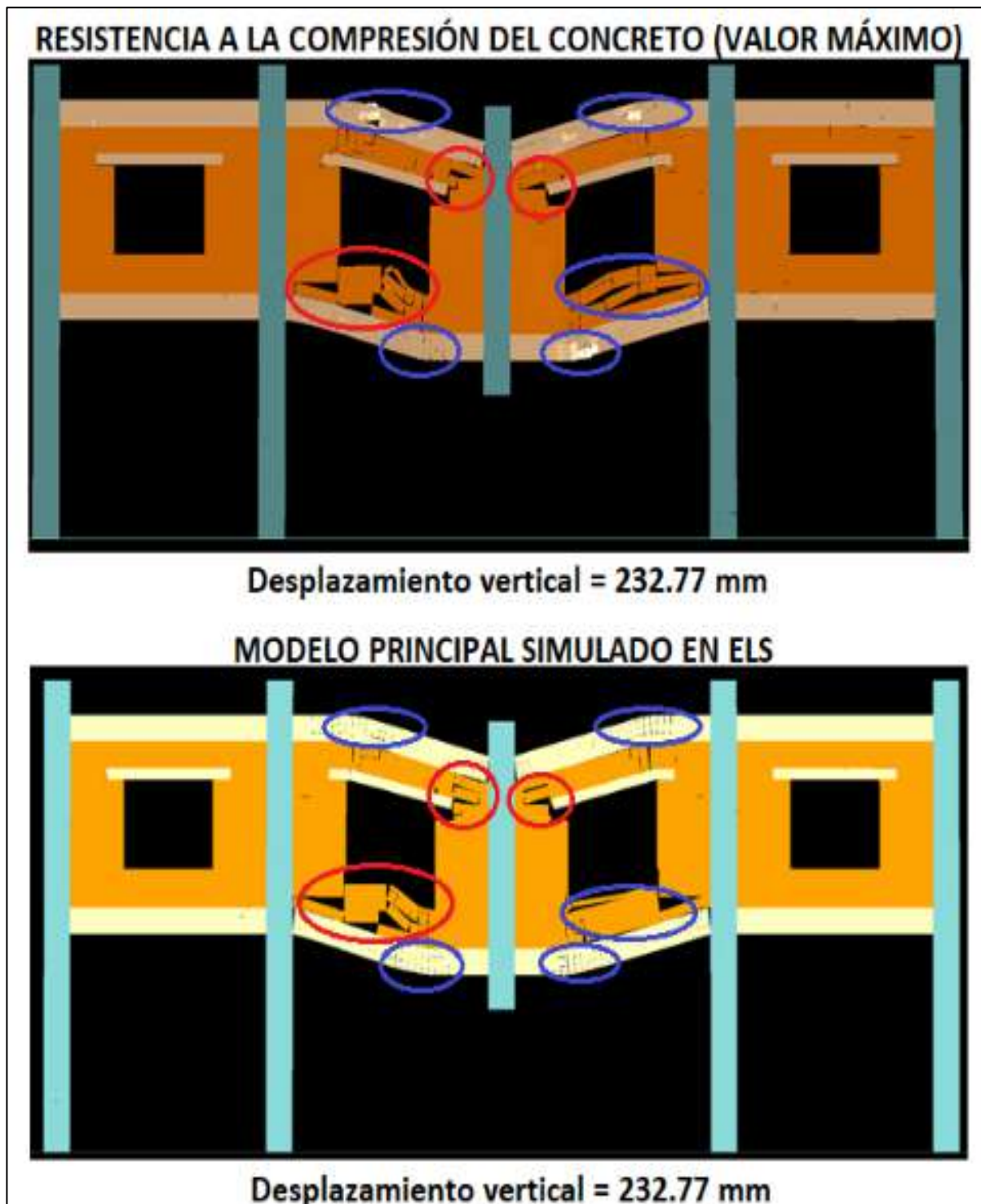
Nota. Adaptado de ELS.

Por otro lado, la resistencia a la compresión del concreto con valor máximo vs el modelo principal se visualiza en la Figura 116. Como se puede observar, se ha realizado la misma igualdad de condiciones, el modo de falla del modelo principal está a un desplazamiento vertical de 232.77 mm, desplazamiento en el cual el modelo con el valor máximo de la resistencia a la compresión finalizó su simulación.

En esta figura se ilustran las diferencias en las grietas con círculos azules y las similitudes con círculos rojos. Para el caso del muro del paño B, se encuentra que las grietas en el alfeizar de la ventana y en la esquina superior derecha son muy similares entre ambos modelos. Sin embargo, la grieta de la viga BB2 en el modelo correspondiente al valor máximo de la resistencia a la compresión del concreto se presenta como más extensa e intensa y se puede apreciar incluso que hay partes del concreto desprendiéndose. Mientras que en la viga BB1, las grietas son menores en comparación a las grietas que se encuentran en esta viga del modelo principal, las cuales se nota que hay en mayor cantidad. Por otro lado, el muro del paño C, hay una gran grieta en el alfeizar de la ventana correspondiente al modelo del valor máximo de la resistencia. Esta grieta por lo contrario no se aprecia en el modelo principal. Con respecto a las vigas, tanto las vigas BC1 y BC2 presentan grietas con intensión de desprendimiento del concreto, a diferencia del modelo principal, cuyas grietas en estas vigas son de menor intensidad.

Por ende, el aumentar el valor de la resistencia a la compresión del concreto si trae diferencias en el aspecto cualitativo las cuales pueden modificar el modo de falla de la estructura.

Figura 116. Similitudes y diferencias en el modelo principal vs el modelo del valor máximo de resistencia a la compresión del concreto



Nota. Adaptado de ELS.

En el caso de la resistencia a la compresión de bloque de concreto, la Figura 117 también muestra las curvas fuerza – desplazamiento siguiendo los mismos patrones de comparación del parámetro anteriormente descrito. Asimismo, en esta imagen se incluye también los valores máximos, mínimos y de la media empleados en cada simulación, el pico de resistencia alcanzado y el desplazamiento perteneciente a dicho punto. El error porcentual, cuya magnitud no resulta significativamente elevado en este caso equivale a 0.30% y 0.31%. Este último se encuentra ilustrado en la Figura 118.

Figura 117. Gráfica fuerza de resistencia vs desplazamiento vertical correspondiente a la propiedad resistencia a la compresión del bloque de concreto

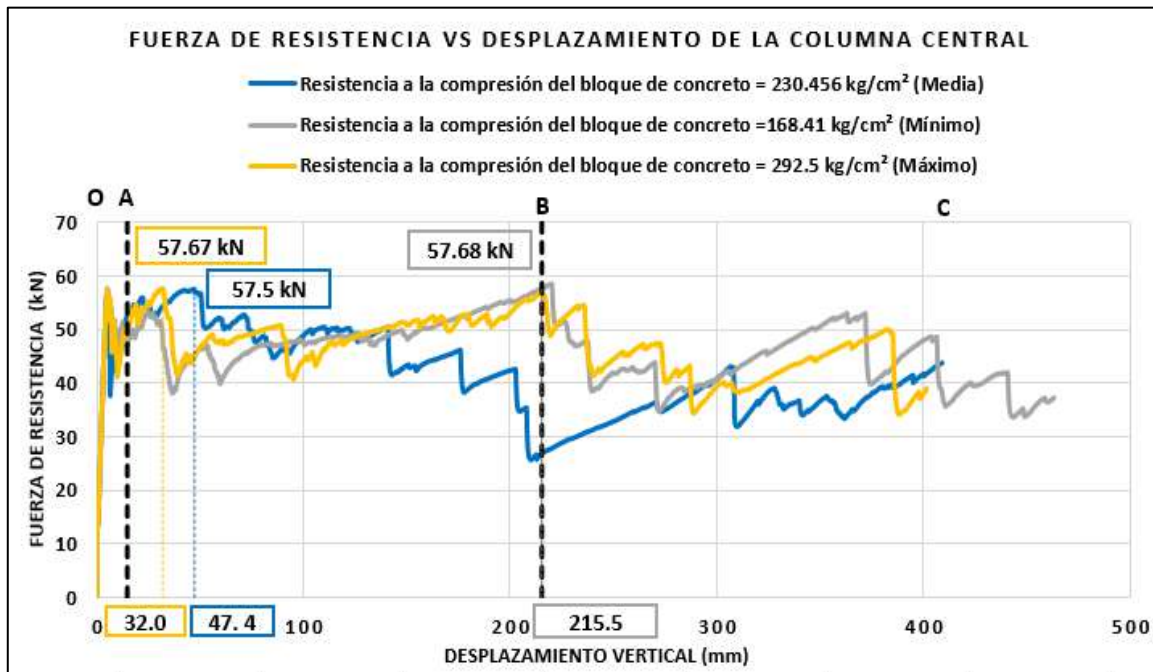
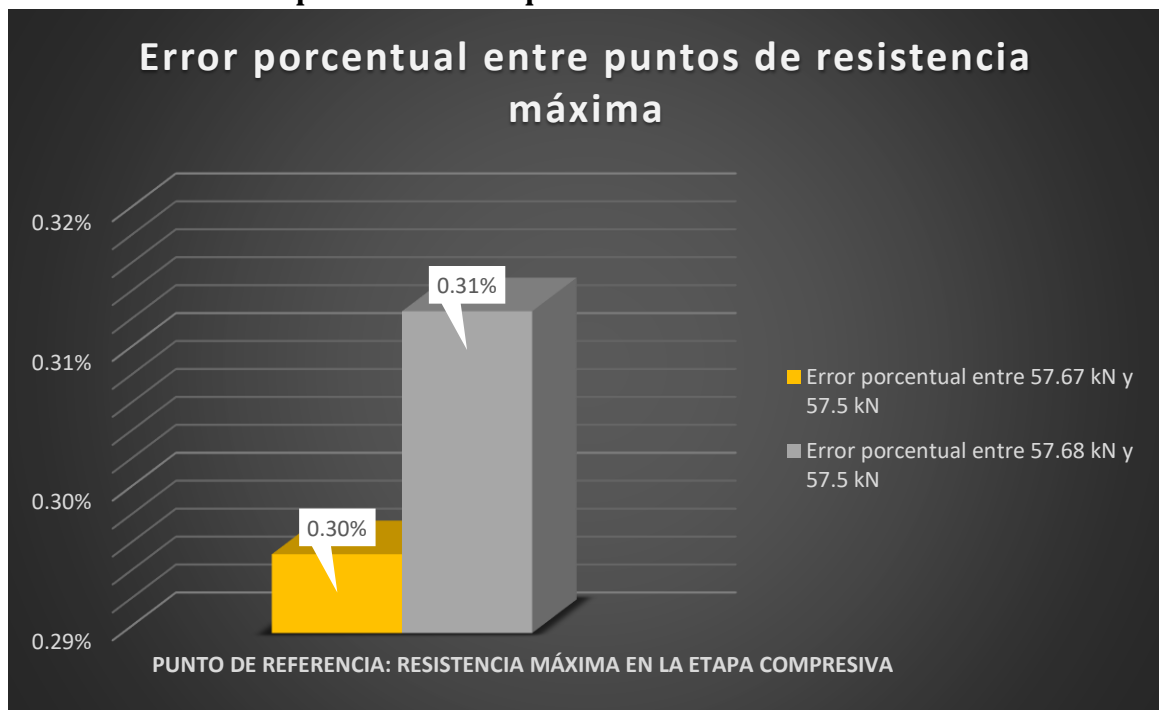
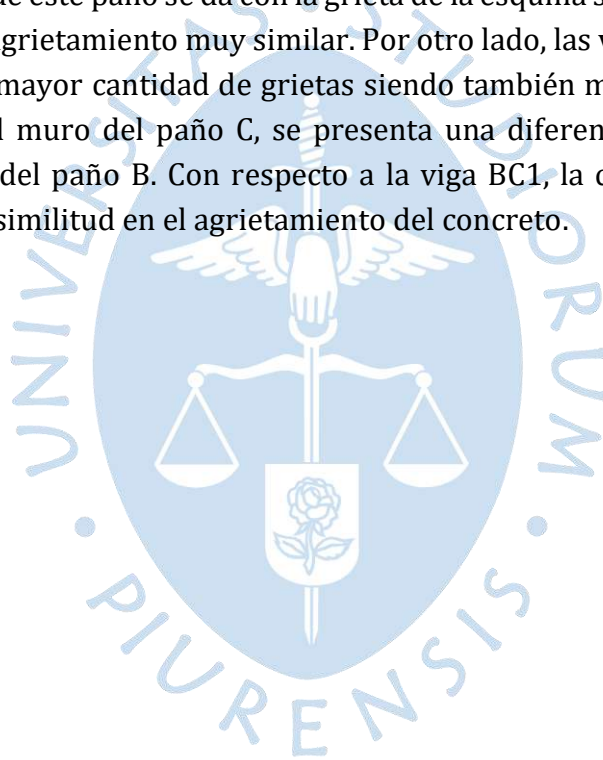


Figura 118. Error porcentual entre los puntos de resistencia máxima para la resistencia a la compresión del bloque de concreto



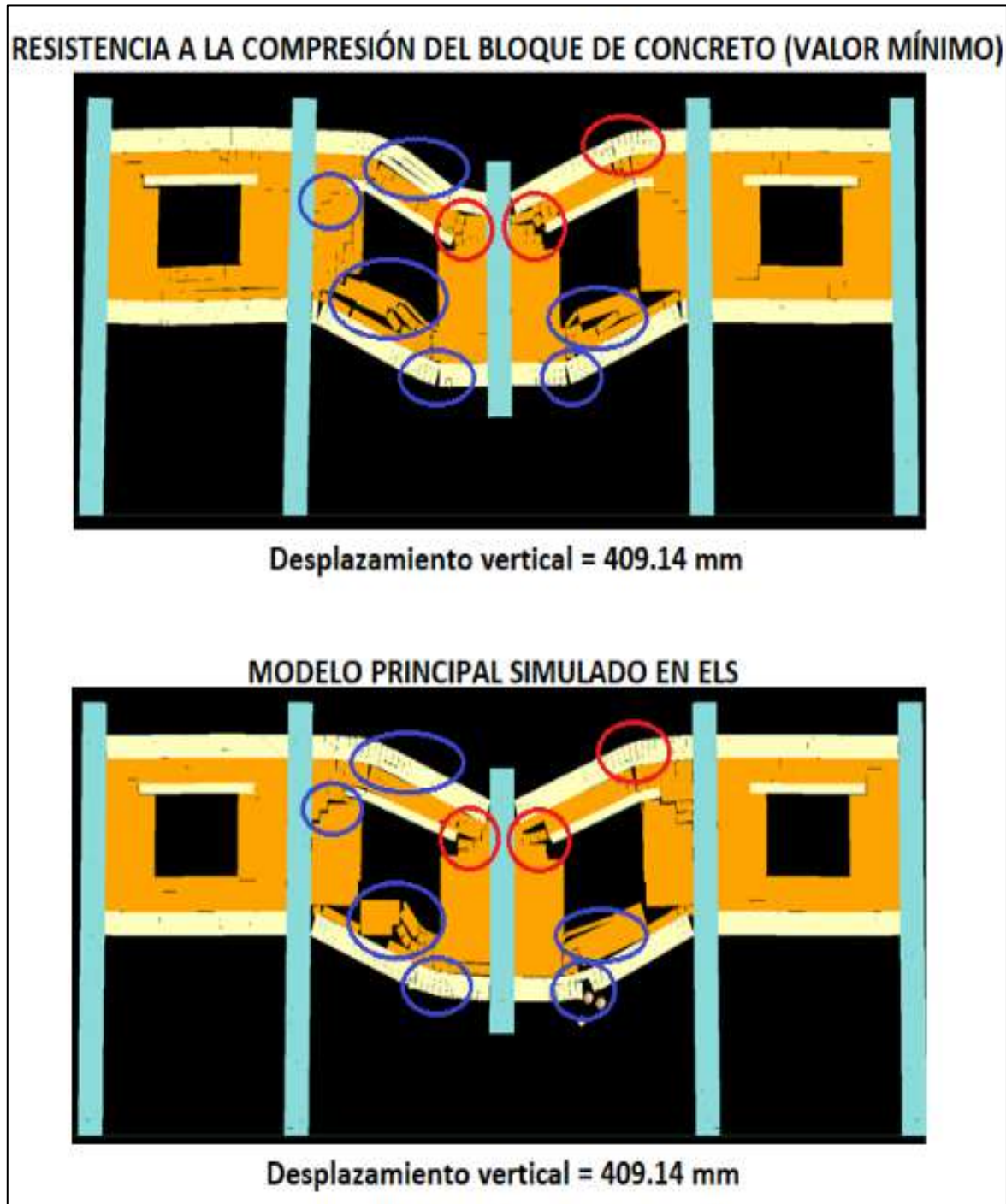
El aspecto cualitativo del valor mínimo de la resistencia a la compresión del bloque de concreto se muestra en la Figura 119 en donde las similitudes se encuentran encerradas en círculos rojos y las diferencias en círculos azules. A simple vista, se puede señalar que el disminuir el valor mínimo sí tiene un gran efecto en el modo de falla de la estructura.

Para más exactitud, el modelo correspondiente al valor mínimo de la resistencia a la compresión del bloque, en el muro del paño B, se puede notar que en el alféizar de la ventana las grietas son menos extensas que las que presenta el modelo principal, las cuales hasta ocasionan que el bloque de concreto empiece a desprenderse del muro. Además, en la esquina superior izquierda, el modelo presenta una grieta menos profunda ya que el ancho es mucho menor que la grieta que se muestra en el modelo principal. Una similitud en el muro de este paño se da con la grieta de la esquina superior derecha ya que tienen un patrón de agrietamiento muy similar. Por otro lado, las vigas BB1 y BB2 de este paño presentan una mayor cantidad de grietas siendo también más intensas y extensas, Mientras tanto, en el muro del paño C, se presenta una diferencia en el alféizar de la ventana similar a la del paño B. Con respecto a la viga BC1, la cual confina este muro, presenta una gran disimilitud en el agrietamiento del concreto.



En la Figura 119, el modelo del valor mínimo de la resistencia a la compresión del bloque de concreto soportó hasta el desplazamiento vertical de 463.20 mm, es decir, mayor al desplazamiento vertical que soporto el modelo principal. Sin embargo, para comparación cualitativa y por igualdad de condiciones, se halló el modo de falla de este modelo a un desplazamiento de 409.14 mm.

Figura 119. Similitudes y diferencias en el modelo principal vs el modelo del valor mínimo de resistencia a la compresión del bloque de concreto



Nota. Adaptado de ELS.

Lo mismo sucede para el caso del modelo correspondiente al valor máximo de la resistencia a la compresión del bloque de concreto (Figura 120), a diferencia de que este último solo soportó hasta un desplazamiento vertical de 401.49 mm, el cual es menor al desplazamiento vertical del modelo principal. Por ello, al modelo principal se le tuvo que encontrar el modo de falla a ese desplazamiento.

La comparación del aspecto cualitativo del modelo del valor máximo de la resistencia a la compresión con el modelo principal se muestra en la Figura 120. A primera vista, se puede observar que hay una gran cantidad de diferencias (círculos azules) en relación con la cantidad de similitudes (círculos rojos). En el muro del paño B, en el alféizar de la ventana, el lado izquierdo y la esquina superior derecha, presentan grietas más intensas, extensas y dispersas en comparación a las pocas que se presentan en el modelo principal. Las vigas que confinan este muro, BB1 y BB2, también presentan grietas grandes en donde se puede observar que hay un desprendimiento del concreto de estos elementos estructurales, especialmente en la viga BB1. Con respecto al muro del paño C, el alféizar de la ventana y el lado derecho muestran grietas que no están en el modelo principal. Esto concluye que finalmente, el aumentar el valor de la resistencia a la compresión del bloque de concreto si afecta en el modo de falla y patrón de agrietamiento, situación que se debe tomar en cuenta para edificaciones.

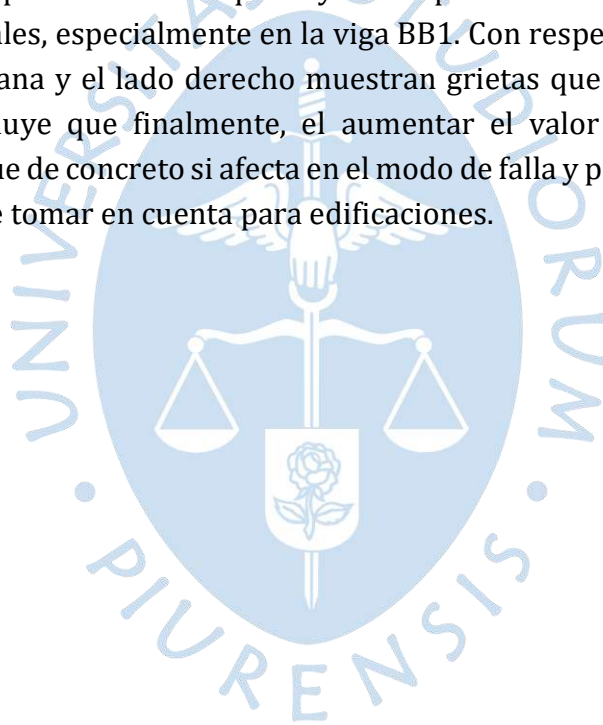
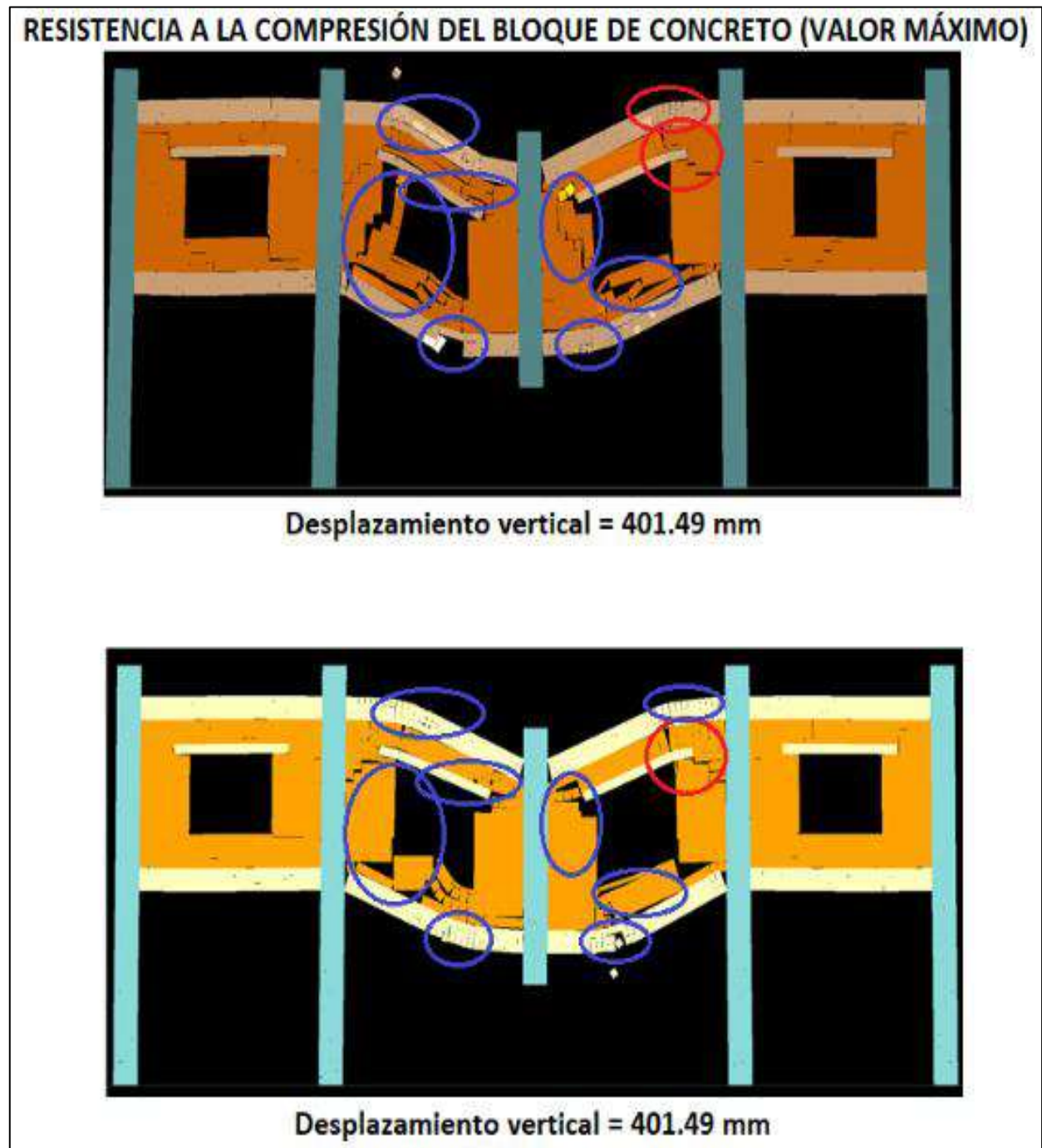


Figura 120. Similitudes y diferencias en el modelo principal vs el modelo del valor máximo de resistencia a la compresión del bloque de concreto



Nota. Adaptado de ELS.

Conclusiones

Después de realizar el modelo principal y el análisis de sensibilidad, se concluyó que:

El software ELS logró una buena similitud respecto al experimento físico en relación con la forma de la curva fuerza de resistencia (kN) vs desplazamiento vertical de la columna central (mm). El software logró reproducir aspectos importantes como la notoria marcación de un sector elástico y plástico, una tendencia a comportamiento dúctil, además de una serie de caídas y recuperaciones de carga (kN).

El software ELS logró un buen acercamiento en cuanto a magnitud respecto al punto de resistencia máxima de la curva fuerza de resistencia (kN) vs desplazamiento vertical de la columna central (mm). El punto de resistencia máxima con ELS presentó un error porcentual de 10% en la carga y 30% en el desplazamiento respecto del experimento. El experimento mostró un valor de resistencia máxima en la etapa compresiva de 52.20 kN al desplazamiento de 67.50 mm. Mientras que el modelo simulado con ELS consiguió un valor de 57.50 kN al desplazamiento de 47.30 mm.

El software ELS alcanzó una aceptable similitud respecto el experimento en cuanto al desplazamiento de los puntos de intersección (viga-columna). En la gráfica que relaciona el desplazamiento vertical (mm) con los desplazamientos horizontales (mm), el error porcentual entre máximos desplazamientos horizontales fue de 25% y 24% (intersecciones adyacentes y externas) cuando el movimiento fue al exterior. Mientras que se reportaron 40% y 41% de error al invertirse el movimiento al interior. El incremento de error en este último caso se debe en parte a la anticipada culminación del proceso de colapso progresivo por parte del software respecto del experimento.

Se consiguió representar el modo de falla final del experimento. El modo de falla obtenido en el ELS no difirió mucho en cuanto al modo de falla final y a los patrones de agrietamiento que siguió el experimento. Sin embargo, en el modelo del ELS se detectaron dos grietas que no presentaba el modelo físico. A pesar de ello, los resultados cualitativos resultaron aceptables.

En la simulación se encontró que la grietas en los muros siguieron un patrón de agrietamiento debido a la falla por compresión diagonal. Este tipo de falla generó

que en los muros de albañilería se presente un agrietamiento en forma de “X”, el cual se ubicó mayormente en los paños B y C, similar a como sucedió en el experimento.

En la simulación se observó que los paños A y D presentaron menos grietas tanto en los muros de albañilería como en las vigas. Debido a que estos paños no recibían la carga directa, la cantidad y profundidad de las grietas eran mucho menores. Esto resultó igual al experimento, el cual presentó ciertas grietas en las vigas y muros de albañilería.

El parámetro más sensible del análisis de sensibilidad fue la resistencia a la compresión del concreto mientras que el menos sensible fue la resistencia a la compresión del bloque de concreto. Para determinar el parámetro más y menos sensible del diagrama tornado se tomó el pico de resistencia máxima en la etapa compresiva como referencia. El parámetro más sensible estableció valores pico de 62.52 kN y 51.80 kN lo que significó un rango de error porcentual de 9.9% y 8.7% respecto del punto de referencia de 57.5 kN. Mientras que el parámetro menos sensible obtuvo picos de 57.67 kN y 57.68 kN lo que significó tan solo un rango de error de 0.30% y 0.31%.

Se concluyó que reduciendo el valor de la resistencia a la compresión del concreto se afecta el modo de falla final de la estructura estudiada. Se analizó el aspecto cualitativo y se comparó el valor mínimo de la resistencia a la compresión con el valor de la media. El resultado fue que las grietas difirieron del modelo principal simulado en ELS, especialmente aquellas ubicadas en las vigas y en el alfeizar de la ventana de los paños B y C.

De la misma forma, el aumentar el valor de la resistencia a la compresión del concreto afectó en el modo de falla final, especialmente en las vigas BC1 y BC2. En cuanto a los muros, estos presentaron grietas con mayor extensión y profundidad. Sin embargo, al ser las vigas las que estaban compuestas por el material concreto, han sido las más afectadas. Estas presentaron grietas con intensidad de desprendimiento del concreto a diferencia del modelo principal, cuyas grietas en las vigas eran de menor intensidad.

Se concluyó cualitativamente que al variar el valor de la resistencia a la compresión del bloque de concreto presentó diferencias en el modo de falla final. Comparando inicialmente el valor mínimo de dicha propiedad con respecto al valor de la media, resultó que las grietas en los paños B y C son menos profundas y extensas comparadas con el modelo principal en ELS. Mientras que con el valor máximo de la propiedad en cuestión de bloque de concreto presentó grietas más profundas, extensas y dispersas en comparación a las del modelo principal.

Se comprobó que al aumentar o disminuir la propiedad más sensible como la menos sensible afectaron a los elementos estructurales compuestos por dicha propiedad. Es decir, con respecto a la resistencia a la compresión del concreto, las grietas fueron más notorias en las vigas. Mientras que, en la resistencia a la compresión de los bloques de concreto, las grietas se ubicaron mayormente en los muros, ya que este elemento es el que contuvo dicha propiedad en su mayoría.

Se comprobó la facilidad que se tiene en la interacción con el programa y la capacidad que tiene este para simular el modo de falla y los patrones de agrietamiento de la estructura ante cualquier evento. La interacción del usuario con el software ELS tanto para modelar la geometría como para aplicarle las cargas correspondientes a cualquier evento facilita bastante el análisis. Al conocer la geometría de cada elemento, el mallado de cada uno de ellos, la carga aplicada y principalmente las propiedades de los materiales ayuda a obtener un resultado y representación aceptable del modelo como de su comportamiento.





Recomendaciones

Se recomienda una investigación más profunda acerca de los parámetros que corresponden a la albañilería. Debido a que el ELS es un software que recién está siendo usado, las investigaciones acerca de las propiedades tanto del mortero como de los bloques de concreto son pocas. Los retos que se presentaron durante el estudio de la albañilería para la presente investigación fueron muchos debido a que no se encontraba mucha información de esta, especialmente la necesaria para realizar el análisis de sensibilidad.

Se recomienda una investigación más profunda acerca del análisis de sensibilidad utilizando el Diagrama Tornado. Debido a la optimización de tiempos, se abarcó el estudio y el análisis de los parámetros más resaltantes de cada material, lo cual resultó suficiente para alcanzar el objetivo propuesto en el plan de tesis. Sin embargo, es conveniente profundizar en cuanto a las demás propiedades de los materiales realizándose una calibración de cada una de ellas para posteriormente, realizar un análisis de sensibilidad utilizando el Diagrama Tornado.

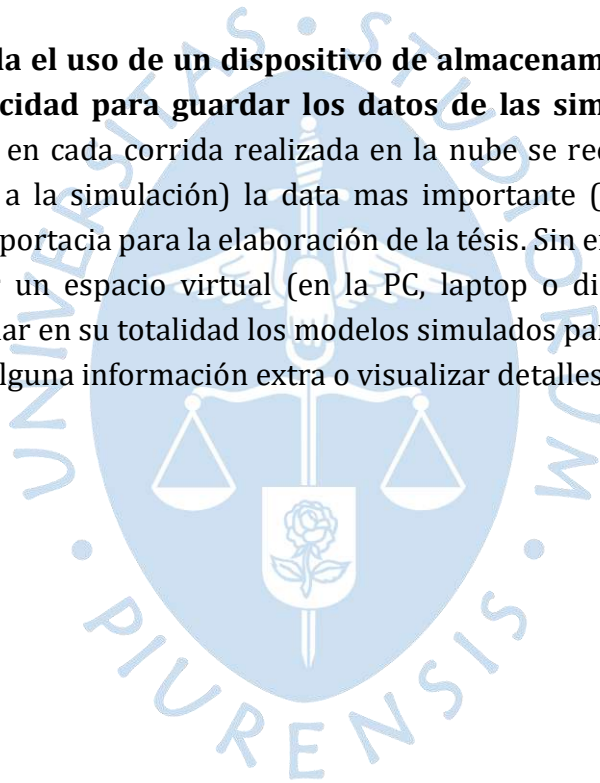
Se recomienda estudiar a mayor profundidad la interfaz *User Defined Material* empleada en este proceso de simulación para el material acero. En esta tesis, dicha interfaz de material se empleó por primera vez como parte de las investigaciones ligadas al software ELS en la Universidad de Piura. Dicha interfaz se usó finalmente solo para el material acero, pero se pudo observar que podría ser planteada también para materiales como el mortero, bloques de albañilería y posiblemente para algún otro material.

Se recomienda simular modelos o estructuras mas complejas con el software ELS. En este caso en particular se llevó a cabo la simulación del colapso progresivo de un pórtico de concreto armado con albañilería. Sin embargo, teniendo como base dicho caso de estudio, a partir de ello podría considerarse simular estructuras mas elaboradas como por ejemplo una vivienda en 3D la cual podría emplear también un sistema de albañilería confinada que incluya materiales de construcción tal como los utilizados en este trabajo.

Se recomienda simular modelos en software ELS incluyendo propiedades mecánicas de albañilería de nuestro país (Perú). La presente tesis empleó bloques de concreto como unidades de albañilería del pórtico a construir. Sin embargo, podría utilizarse o adecuar las propiedades mecánicas de dicha interfaz a unidades de albañilería de arcilla, material que es comunmente utilizado también en el territorio peruano. La misma adecuación podría darse con la interfaz de material mortero.

Se recomienda tener en consideración el aumento de los pasos (*steps*) en cada etapa (*stage*) de simulación a realizarse, ya que aumenta el tiempo de corrida del modelo. Es necesario, a modo de simulacro, realizar corridas de prueba que ayuden a planificar el tiempo de corrida. Esto conllevará a tener una idea del tiempo futuro a invertir en una simulación oficial respecto a la magnitud de los steps usados.

Se recomienda el uso de un dispositivo de almacenamiento de información con suficiente capacidad para guardar los datos de las simulaciones realizadas. Tener en cuenta que en cada corrida realizada en la nube se recomienda extraer en el momento (posterior a la simulación) la data mas importante (imágenes, información numérica) de vital importancia para la elaboración de la tesis. Sin embargo, además de ello se recomienda tener un espacio virtual (en la PC, laptop o disco duro externo) con capacidad para guardar en su totalidad los modelos simulados para su posterior revisión por si se requiriese alguna información extra o visualizar detalles.



Referencias bibliográficas

- Albornoz, S. (2016). *Modelamiento de muros de hormigón armado con o sin aberturas incorporando el efecto del pandeo en las barras*. Santiago de Chile: Universidad de Chile.
- AlHafian, S. (2013). *Seismic Progressive Collapse of Reinforced Concrete Frame Structures using the Applied Element Method*. Edimburgo: Heriot-Watt University.
- American Concrete Institute. (2019). *Building Code Requirement for Structural Concrete*. Farmington Hills.
- American Society of Civil Engineers. (2022). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Virginia: American Society of Civil Engineers (ASCE).
- Applied Science International (2004). *Extreme Loading for Structures. Theoretical Manual*. Obtenido de Applied Science International: <https://www.extremeloading.com/>
- Bakeer, T. (2009). *Collapse Analysis of Masonry Structures Under Earthquake Actions*. Technische Universität Dresden: Series of the Chair of Structural Design. Technische Universität Dresden.
- Bhavani, K. (2012). *Cellular Light Weight Concrete Blocks as a Replacement of Burnt Clay Bricks*. International Journal of Engineering and Advanced Technology (IJEAT)
- Binici, B., & Mosalam, K. (2007). *Analysis of reinforced concrete column retrofitted with fiber reinforced polymer laminar*. University of California at Berkeley.
- Bhosale, A., Zade, N., Sarkar, P., & Davis, R. (2020). *Mechanical and physical properties of cellular lightweight concrete block masonry*. Journal Construction and Building Materials.
- Cordova, R. (2020). *Simulación de remoción de columna a un pórtico de concreto armado con Extreme Loading for Structures*. Universidad de Piura.
- Dhakal, R. & Maekawa, K. (2002). *Path-dependent cyclic stress-strain relationship of reinforcing bar including buckling*. Engineering Structures, 1383-1396.

- El-Fouly, A., Booth, M. & Rahman, N. (2011). *Alternate Path Progressive Collapse Analysis of Steel Stud Bearing Wall Structures*. Proceedings of the 2011 Structures Congress (ASCE).
- Ellingwood, B., Smilowitz, R., Dusenberry, D., & Duthinh, D. (2007). *Best Practices for reducing the potential for Progressive Collapse in Buildings*. Nueva York: ASCE PRESS.
- Eurocode 6 (1995). *Design of masonry structures – Part 1-1: General rules of reinforced and unreinforced masonry structures*. European Committée for Standarization.
- Federal Bureau of Investigation, (1998), *1997 Bomb Summary*. FBI Bomb Data Center General Information Bulletin 97-1. Washington, DC.
- Forni, D., Chiaia, B., & Cadoni, E. (2017). *Strain rate behaviour in tension of s355 steel: Base for progressive collapse analysis*. Engineering Structures, 2016, 164–73.
- Gernay, T., & Gamba, A. (2018). *Progressive collapse triggered by fire induced columns loss: Detrimental effect of thermal forces*. Journal of Engineering Structures, 2018, 483-496.
- Hamp, E. (2021). *Seismic Analysis of Unreinforced Masonry Structures with Plan Irregularities*. Carleton University. Ottawa, Ontario.
- Hinman, E., & Hammond, D. (1997). *Lessons from the Oklahoma City bombing : defensive design techniques*. Nueva York: American Society of Civil Engineers (ASCE).
- International Federation for Structural Concrete (2013). *Model Code for Concrete Structures*. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, Germany.
- Jendele, L., Cervenka, J., Saouma, V., & Pukl, R. (2001). *On the choice between discrete or smeared approach structural FE analyses of concrete structures*. University of Colorado at Boulder, U.S.A.
- Kaushik, H., Rai, D., & Jain, S. (2007). *Stress Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression*. ASCE Library. New York University.
- Kiakojour, F., De Biagi, V., Chiaia, B., & Sheidaii, M. (2020). *Progressive collapse of framed building structures: Current knowledge and future prospects*. Journal of Engineering Structures.
- Kim, H., & Wee, H. (2016). *Separation strain for progressive collapse analysis of reinforced concrete building using applied element method*. Advances in Structural Engineering, 437–448.
- Lalkovski, N., & Starossek, U. (2014). *Pancake-type collapse – preventing downward progression*. Analysis and Steel Structures Institute, Hamburg University of Technology, Hamburg.

- Lau, D., & Wibowo, H. (2009). *Seismic Progressive Collapse: Qualitive point of view*. Civil Engineering Dimension, Vol 11.
- Lekhnitskii, S. G. (1963). *Theory of Elasticity of an anisotropic elastic body*. SF, Holden Day
- Lorenzana, A., Gil, L., Hernández, E., Cámara, M., Compán, V., & Sáez, A. (2021). *Mechanical Models in Structural Engineering*. Godel Impresiones Digitales SL. Granada, España.
- Lorenzo, M., González, B., Matos, J., Aguado, L., Kharin, V., & Toribio, J. (2009). *Análisis del efecto Bauschinger en aceros de alta resistencia*. Universidad de Salamanca.
- Maekawa, K., Pimanmas, A., & Okamura, H. (2003). *Non Linear Mechanics of Reinforced Concrete*. London: Taylor & Francis e-Library.
- Meguro, K., & Tagel-Din, H. (2000). *Applied Element Method for Structural Analysis: Theory and Application for Linear Materials*. Tokyo.
- Moldovan, T., Marchiş, A., & Ioani, A. (2014). *Progressive collapse analysis of an old RC structure subjected to extreme loading*. Buildings and Environment 2014, an international scientific conference. Kroměříž, Czech Republic.
- National Institute of Standards and Technology (2005). *Final Report on the Collapse of the World Trade Center Towers*. Washington, DC.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (2020). *Norma E.020 CARGAS*. SENCICO, Lima.
- Salem, H., El-Fouly, A., & Tagel-Din, H. (2009). *Toward an Economic Design of Reinforced Concrete Structures against Progressive Collapse*. Journal of Engineering and Applied Science. Vol. 56.
- Shan, S., Li, S., Metin, M., Sezen, H., & Wang, S. (2019). *Effect of partial infill walls on collapse behavior of reinforced concrete frames*. Journal of Engineering Structures, 80-92.
- Shan, S., Li, S., Xu, S., & Xie, L. (2016). *Experimental study on the progressive collapse performance of RC frames with infill walls*. Journal of Engineering Structures.
- Silva, L., Milani, G., & Laurencu, P. (2019). *A Probabilistic framework using a discrete FE-based homogenized model for the in and out of plan analysis of masonry structures*. 7th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering.
- Starossek, U. (2007). *Typology of progressive collapse*. Germany: Structural Analysis and Steel Structures Institute, Hamburg University of Technology (TUHH).
- Tagel-Din, H. (2009). *High Fidelity Modeling of Building Collapse with Realistic Visualization of Resulting Damage and Debris Using the Applied Element Method*. Applied Science International.
- Zerin, A., Salem, H., Hosoda, A., & Amanat, K. (2015) *Verification of Masonry Properties in AEM Analysis for Brick Infilled Reinforced Concrete Frames*. JCI Annual Convention, Chiba, Japan, July 2015, Vol. 37, No. 2, Pg. 79.

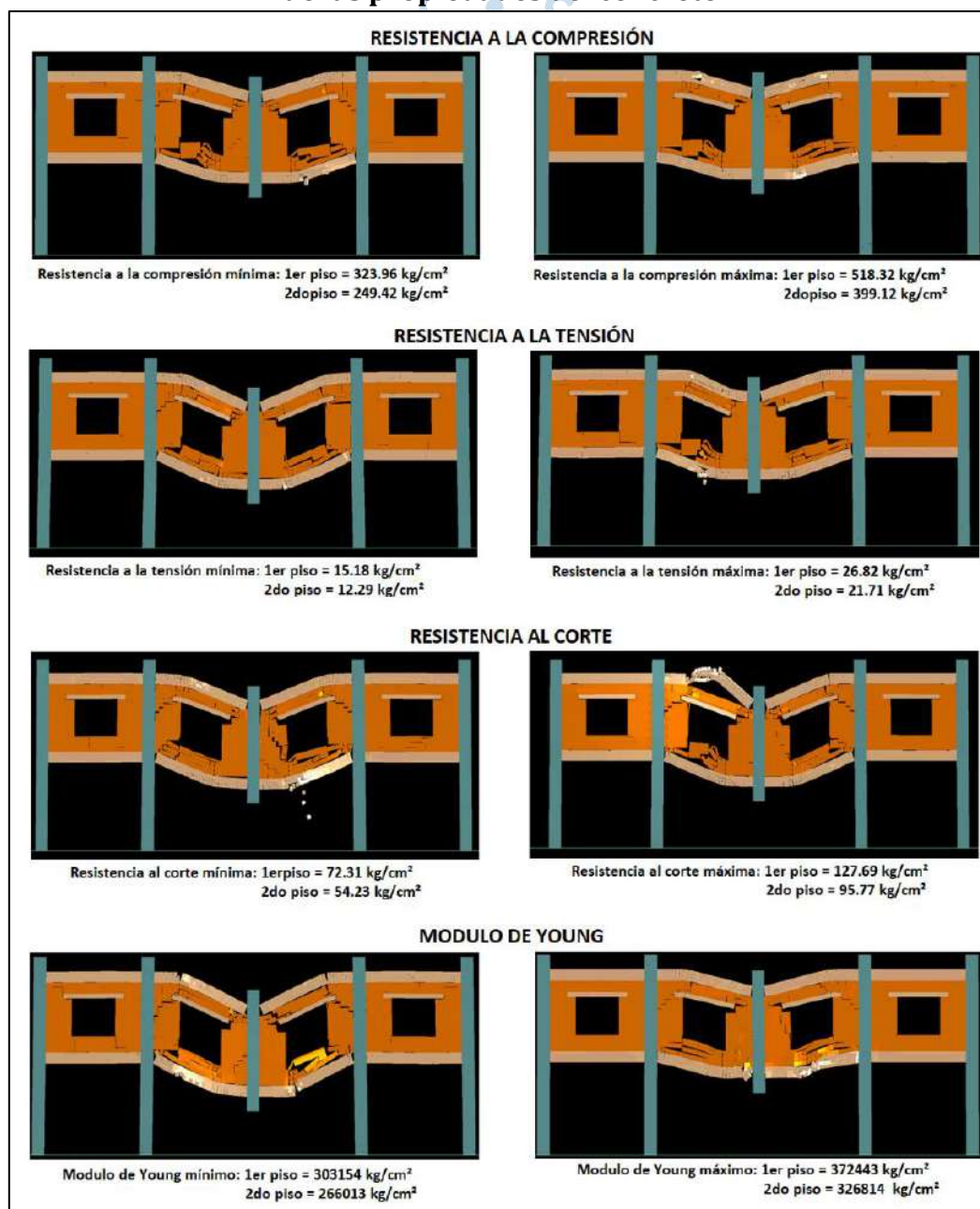
- Zerin, A., Hosoda, A., Salem, H., & Mahmud, K. (2017). *Seismic performance evaluation of masonry infilled reinforced concrete buildings utilizing verified masonry properties in Applied Element Method*. Journal of Advanced Concrete Technology.
- Zhang, L., & Liu, X. (2008). *Learning from the Wenchuan earthquake: key problems in collapse analysis of structures*. The 14th World Conferencia on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- Wood, J. (2003). *Pipers Row Car Park, Wolverhampton: Quantitative Study of the Causes of the Partial Collapse on 20th March 1997*. Northbdrige House, UK.



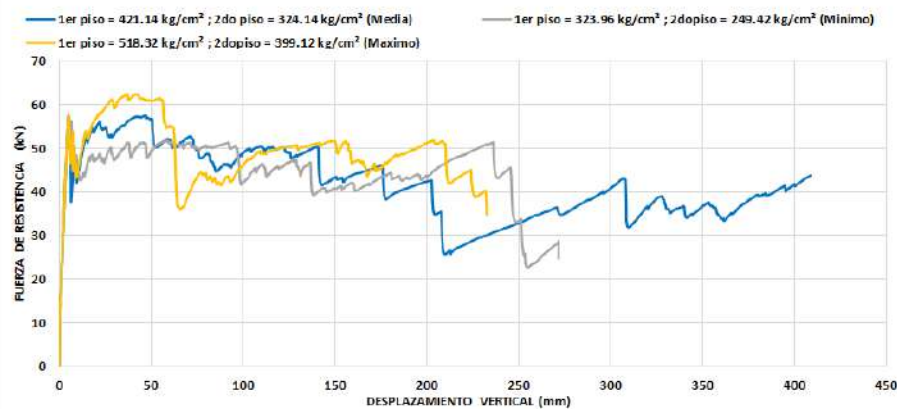
Apéndices

Apéndice 1

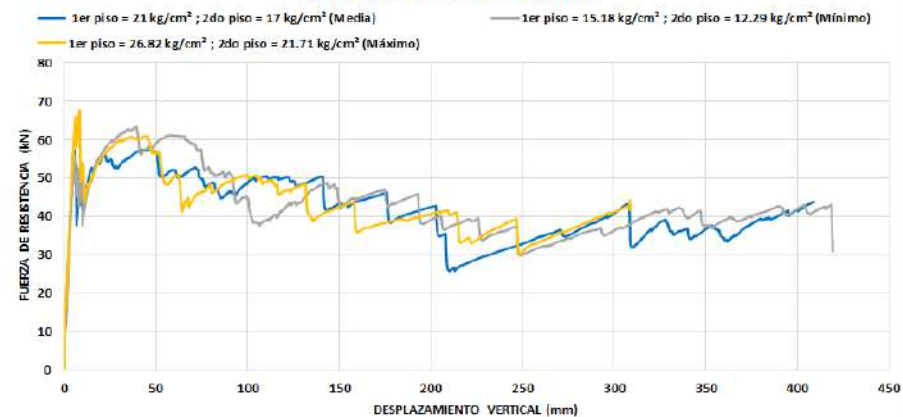
Modos de falla finales y gráficas de las curvas de fuerza vs desplazamiento vertical de las propiedades del concreto



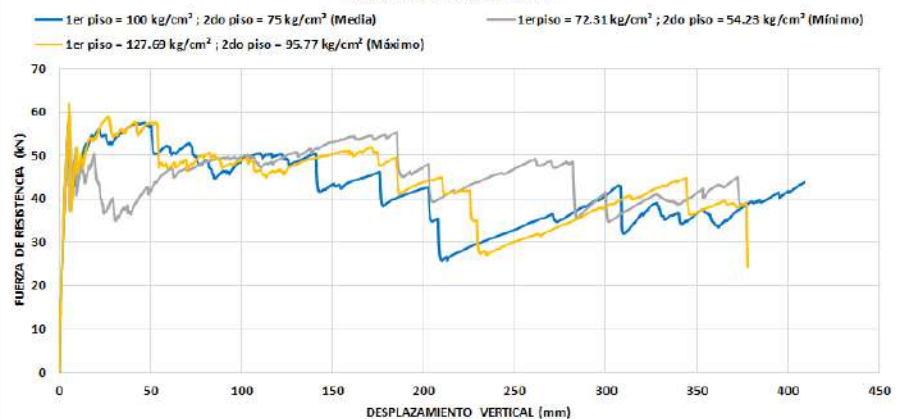
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN



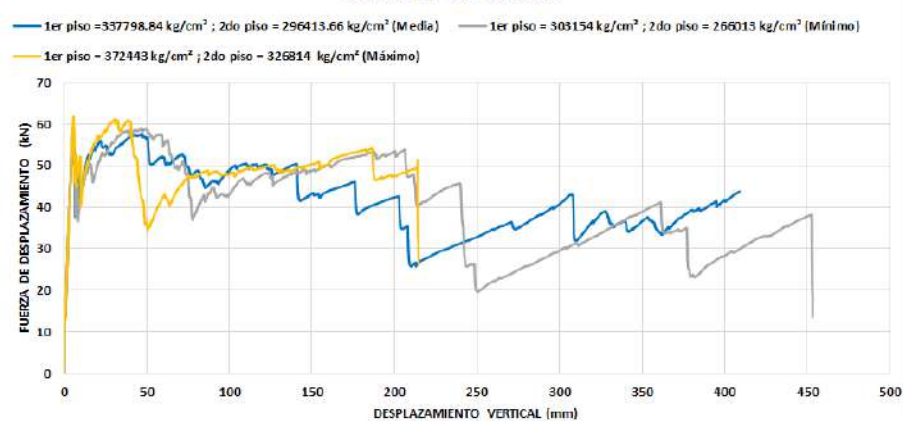
RESISTENCIA A LA TENSIÓN



RESISTENCIA AL CORTE

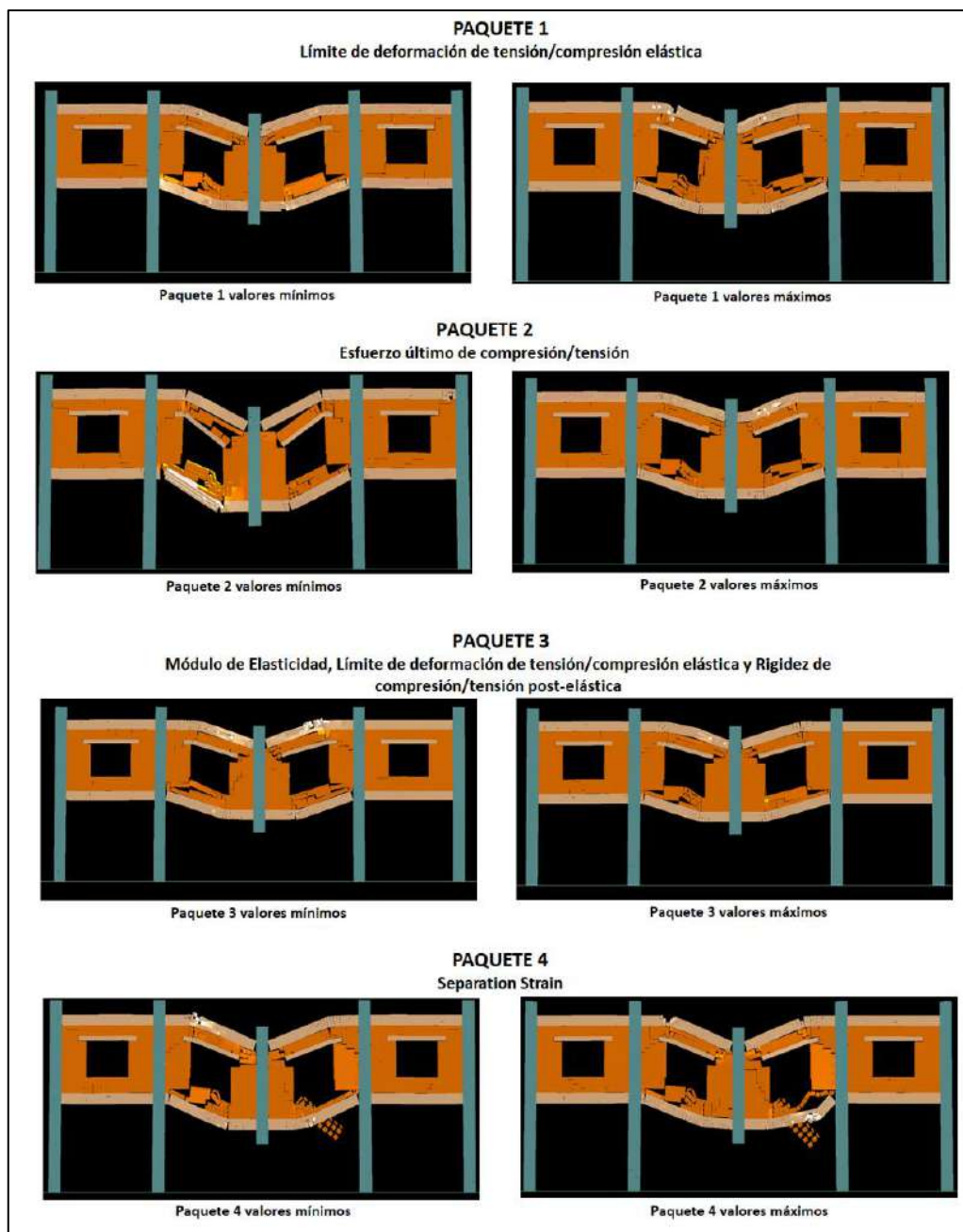


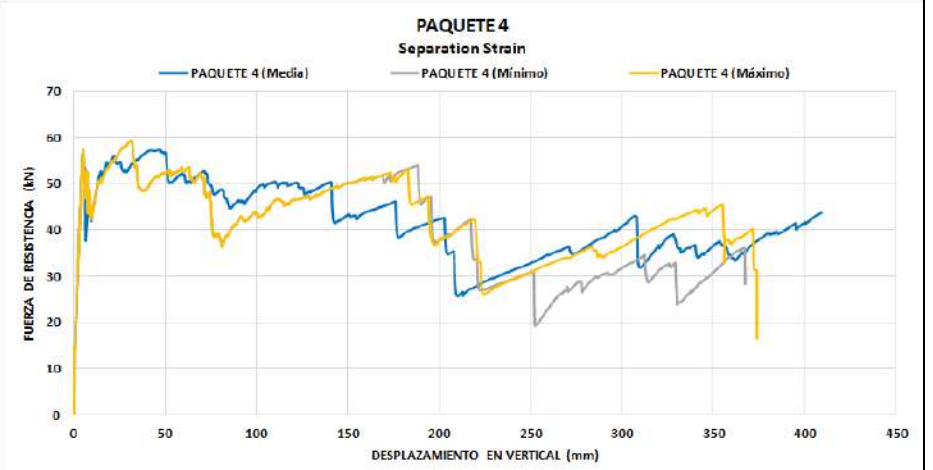
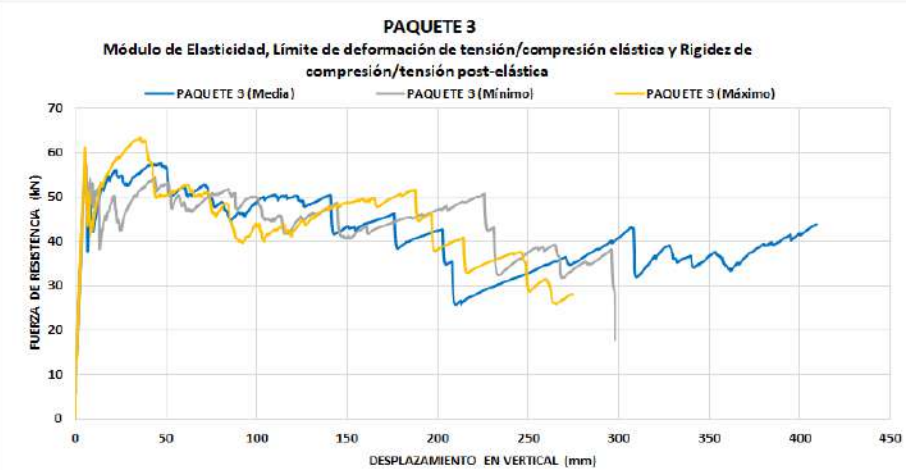
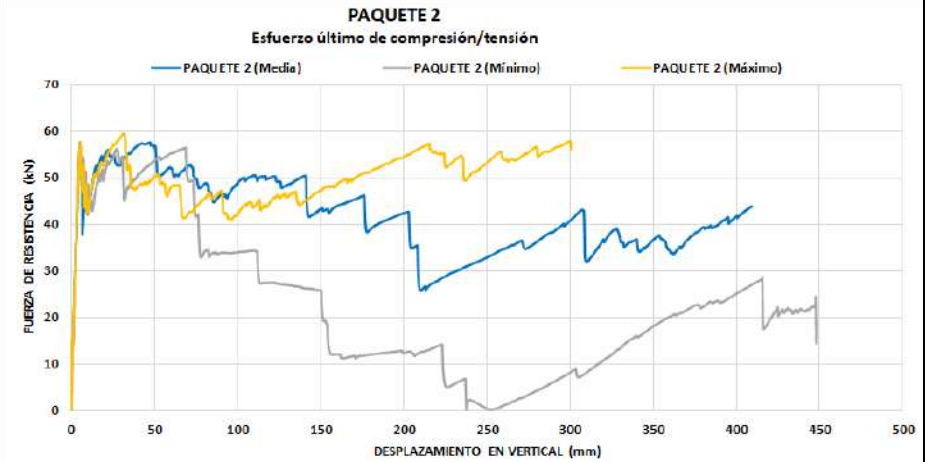
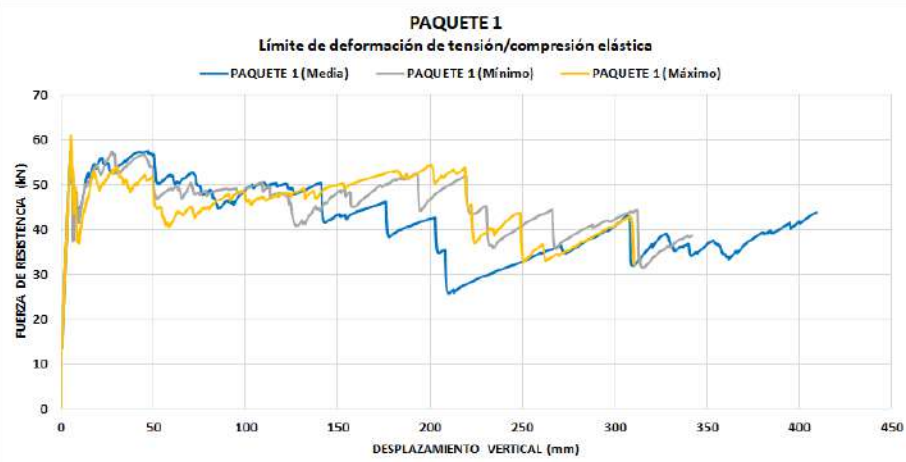
MODULO DE YOUNG



Apéndice 2

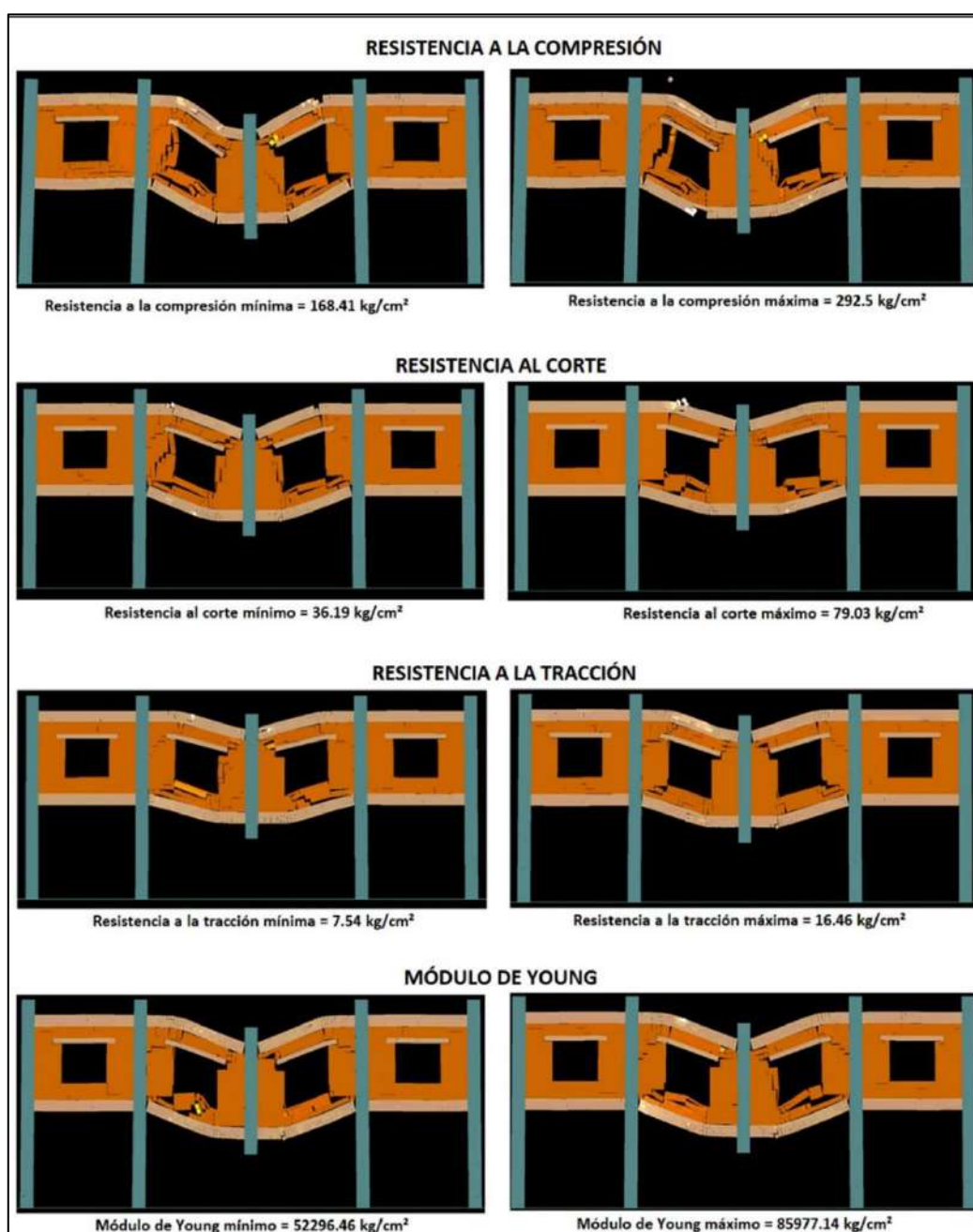
Modos de falla final y gráficas de las curvas de fuerza vs desplazamiento vertical de las propiedades del acero según paquetes

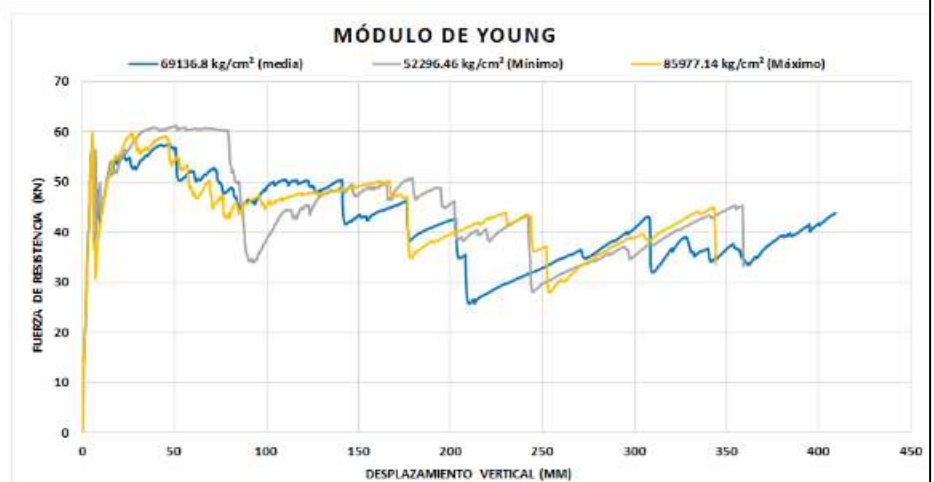
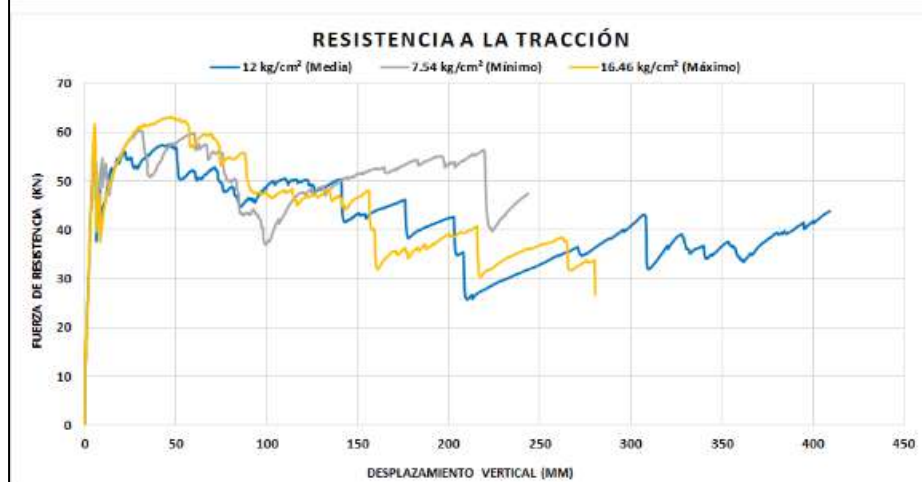
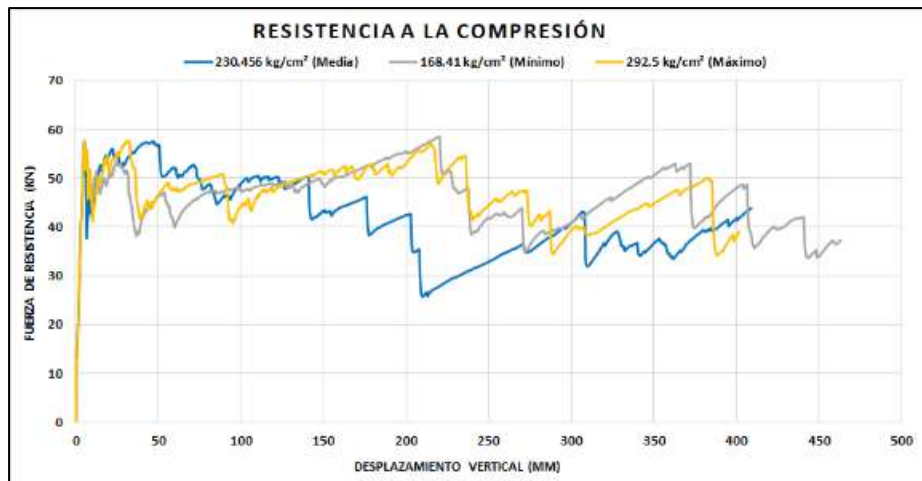




Apéndice 3

Modos de falla finales y gráficas de las curvas de fuerza vs desplazamiento vertical de las propiedades del bloque de concreto





Apéndice 4

Modos de falla finales y gráficas de las curvas de fuerza vs desplazamiento vertical de las propiedades del mortero

