

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL

**Tema: “ESTUDIO COMPARATIVO DE LA INCIDENCIA DE LA
MAMPOSTERÍA AISLADA Y CONFINADA EN EL
COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE ESTRUCTURA
METÁLICA DE MEDIANA ALTURA”**

**Trabajo de Titulación previo a la obtención del Grado Académico de Magister
en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas**

Modalidad de titulación: Proyecto de Titulación con Componentes de Investigación
Aplicada y/o de Desarrollo

Autora: Ing., Paola Nathaly Lagos Saltos

Director: Ing. Oswaldo Marcelo Guerra Avendaño, MSc-MDI

Ambato – Ecuador

2022

APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

A la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

El Tribunal receptor de la Defensa del Trabajo de Titulación presidido por Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg., e integrado por los señores: Ing. Jorge Patricio Guamanquispe Toasa, Mg., e Ing. Víctor Rodrigo Espín Guerrero, Mg., designados por la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, para receptor el Trabajo de Titulación con el tema: “ESTUDIO COMPARATIVO DE LA INCIDENCIA DE LA MAMPOSTERÍA AISLADA Y CONFINADA EN EL COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE ESTRUCTURA METÁLICA DE MEDIANA ALTURA”, elaborado y presentado por la Ing. Paola Nathaly Lagos Saltos, para optar por el Grado Académico de Magister en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas; una vez escuchada la defensa oral del Trabajo de Titulación el Tribunal aprueba y remite el trabajo para uso y custodia en las bibliotecas de la Universidad Técnica de Ambato.

Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg.
Presidente y Miembro del Tribunal de Defensa

Ing. Jorge Patricio Guamanquispe Toasa, Mg.
Miembro del Tribunal de Defensa

Ing. Víctor Rodrigo Espín Guerrero, Mg.
Miembro del Tribunal de Defensa

AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

La responsabilidad de las opiniones, comentarios y críticas emitidas en el Trabajo de Titulación presentado con el tema: “ESTUDIO COMPARATIVO DE LA INCIDENCIA DE LA MAMPOSTERÍA AISLADA Y CONFINADA EN EL COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE ESTRUCTURA METÁLICA DE MEDIANA ALTURA”, le corresponde exclusivamente a: Ing. Paola Nathaly Lagos Saltos, autora bajo la Dirección de Ing. Oswaldo Marcelo Guerra Avendaño, MSc-MDI, Director del Trabajo de Investigación; y el patrimonio intelectual a la Universidad Técnica de Ambato.

Ing. Paola Nathaly Lagos Saltos

AUTORA

Ing. Oswaldo Marcelo Guerra Avendaño, MSc-MDI

DIRECTOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que el Trabajo de Titulación, sirva como un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos de mi Trabajo de Titulación, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este, dentro de las regulaciones de la Universidad Técnica de Ambato.

Ing. Paola Nathaly Lagos Saltos

C.C. 1804797056

ÍNDICE GENERAL

CONTENIDO

APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN.....	ii
AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN.....	iii
DERECHOS DE AUTOR.....	iv
ÍNDICE GENERAL.....	v
ÍNDICE DE TABLAS.....	viii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	x
AGRADECIMIENTO.....	xiv
DEDICATORIA.....	xv
RESUMEN EJECUTIVO.....	xvi
EXECUTE SUMMARY.....	xviii
CAPÍTULO I.....	1
EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Justificación.....	2
1.3. Objetivos.....	4
1.3.1. General.....	4
1.3.2. Específicos.....	4
CAPITULO II.....	5
ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS.....	5
2.1. Comparativa de edificaciones con y sin presencia de muros de relleno.....	7

2.1.1.	Desempeño de Estructuras de Acero ante Eventos Sísmicos.....	10
2.1.2.	Sismicidad en Ecuador.....	11
2.2.	Propiedades del Acero Estructural.....	12
2.2.1.	Disponibilidad de Acero Estructural en el Ecuador	13
2.2.2.	Comparación entre ASTM A572 Gr. 50 y ASTM A992	15
2.2.4.	Tipos de Sistemas Sismorresistentes Utilizados en Edificios de Acero Estructural	22
2.3.	La mampostería como panel de relleno constructivo	23
2.3.1.	Estudios en materiales utilizados para los muros de mampostería	23
2.3.2.	Tipos de relleno de mampostería	24
2.3.3.	Influencia de Rellenos existentes.....	25
2.3.4.	Modelación de muros confinados por marcos	26
2.3.5.	Fuerzas sísmicas fuera del plano del muro	30
2.3.6.	Modelos analíticos para el relleno	34
CAPITULO III.....		39
MARCO METODOLÓGICO		39
3.1.	Ubicación.....	39
3.2.	Equipos y materiales.....	39
3.3.	Tipo de investigación.....	40
3.4.	Prueba de Hipótesis - pregunta científica – idea a defender	40
3.5.	Población o muestra.....	40
3.6.	Recolección de información:.....	41
3.7.	Procesamiento de la información y análisis estadístico:	43
3.8.	Variables respuesta o resultados alcanzados	43
CAPITULO IV		44
RESULTADOS Y DISCUSIÓN		44
4.1.	Determinación de las características de los modelos para el estudio analítico	44
4.1.1.	Definición de propiedades de materiales	44
4.1.2.	Asignación de secciones a considerar para el análisis.....	45
4.1.3.	Cargas a considerar para análisis	46
4.1.4.	Espectro sísmico de estructuras	47
4.1.5.	Espectros de Diseño Específicos para Ambato.....	54

4.2.	ANÁLISIS ESTÁTICO DINÁMICO DE ESTRUCTURAS CON MAMPOSTERÍA AISLADA.....	57
4.2.1.	Consideraciones para la obtención de resultados.....	59
4.2.2.	Resultados de Cortantes corregidos, participación de masa desplazamientos y derivas en Análisis Estático-Dinámico.....	60
4.3.	RESULTADOS DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL.....	62
4.3.1.	Ajustes al modelo para análisis Pushover.....	62
4.3.2.	Punto de desempeño.....	67
4.3.3.	Desempeño objetivo.....	72
4.3.4.	Derivas de piso.....	75
4.4.	REPRESENTACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA DE RELLENO.....	77
4.4.1.	Puntales de mampostería con abertura.....	78
4.4.2.	Modelación de la mampostería en el programa de cálculo.....	79
4.4.3.	Análisis Estático no lineal para los modelos que consideran mampostería.....	85
4.4.4.	Punto de Fluencia para los modelos que consideran mampostería.....	87
4.4.5.	Desempeño objetivo considerando efectos de mampostería.....	88
4.4.6.	Derivas de piso.....	90
	CAPITULO V.....	96
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	96
5.1.	CONCLUSIONES.....	96
5.2.	RECOMENDACIONES.....	98
5.3.	REFERENCIAS.....	99
	ANEXOS.....	102

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1.. Tipos de Aceros comúnmente utilizados en la Construcción en el Ecuador [9].....	13
Tabla 2. Materiales empleados en la modelación y análisis	39
Tabla 3. Elementos de las estructuras analizadas.....	45
Tabla 4. Cálculo de pesos de los distintos tipos de pared de acuerdo a la ubicación de aperturas	46
Tabla 5. Cálculo de pesos por carga muerta adicional.....	46
Tabla 6. Cargas asignadas a las estructuras en pisos intermedios.....	47
Tabla 7. Coeficientes de Importancia de acuerdo al uso [17].....	48
Tabla 8. Coeficientes de Importancia de las Estructuras Analizadas.....	48
Tabla 9. Niveles de Amenaza Sísmica [17]	49
Tabla 10. Periodo de Las Estructuras Analizadas.....	50
Tabla 11. Aceleraciones de acuerdo al Nivel del Movimiento Sísmico de Curvas de Peligrosidad para Ambato	51
Tabla 12. Factores de amplificación de suelo– Suelo D, Zona V [17]	52
Tabla 13. Factores de Configuración	52
Tabla 14. Variables que se modifican en el Espectro del NEC-15 para Ambato de Aguiar y Rivas [19].....	55
Tabla 15. Valores de zona sísmica Z , factores de sitio y valor r , para un perfil de... 55	55
Tabla 16. Valores de D_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso [17]	60
Tabla 17. Reacciones en la base – Estructura I sin acción de mampostería Confinada.	60
Tabla 18. Relaciones de masa modal participante para la Estructura I sin acción de mampostería Confinada.	61
Tabla 19. Control de derivas de piso para la Estructura I sin acción de mampostería	61
Tabla 20. Relaciones de participación de carga modal	62
Tabla 21. Ordenadas de Curvas de Cortante Vs. Desplazamiento de Pushover X para la Estructura I sin acción de mampostería Confinada.	67
Tabla 22. Ordenadas de Curvas de Cortante Vs. Desplazamiento de Pushover Y para la Estructura I sin acción de mampostería Confinada.	67

Tabla 23. Niveles de Desempeño Esperado [17]	72
Tabla 24. Objetivos de desempeño sísmico recomendado para estructuras [21].....	73
Tabla 25. Verificación de cumplimiento de desempeño objetivo NEC en dirección X	74
Tabla 26. Verificación de cumplimiento de desempeño objetivo NEC en dirección X	75
Tabla 27. Verificación de cumplimiento de desempeño objetivo NEC en Sentido X para el modelo que considera mampostería	89
Tabla 28. Verificación de cumplimiento de desempeño objetivo NEC en Sentido X para el modelo que considera mampostería	90
Tabla 29. Comparación de Períodos de la Estructura II.....	93
Tabla 30. Comparación de Derivas Máx. en Sentido X de Análisis de la Estructura II	93
Tabla 31. Comparación de Curvas de Capacidad Pushover X de la Estructura II.....	93
Tabla 32. Comparación de Períodos de la Estructura III	94
Tabla 33. Comparación de Derivas Máx. en Sentido X de Análisis de la Estructura III	94
Tabla 34. Comparación de Curvas de Capacidad Pushover X de la Estructura III ...	95

ÍNDICE DE FIGURAS

Pág.

Figura 1.- Comparación de Curvas de empuje normalizadas de algunos edificios existentes seleccionados para 2 y 3 pisos, con y sin mampostería [3].....	8
Figura 2.- Comparación de Curvas de empuje normalizadas de algunos edificios existentes seleccionados para 4 y 5 pisos, con y sin mampostería [3].....	9
Figura 3. Colapso de estructuras en Tarqui-Manta, sismo Pedernales (2016) [7].....	12
Figura 4. Perfil laminado en caliente que cumple con varias especificaciones ASTM [9].....	15
Figura 5. Curvas de esfuerzo-deformación de ingeniería de probetas sin ranurar y ranuradas [9].....	16
Figura 6. Triaxialidad media de la tensión última frente a la resistencia a la tracción última [10].....	17
Figura 7. Triaxialidad de la tensión inicial media frente al límite elástico. [10].....	18
Figura 8. Ilustración de los factores de desempeño [9].....	20
Figura 9. Metodología de diseño y pasos a seguirse para diseñar un sistema de resistencia a carga sísmica [9].....	21
Figura 10. Comportamiento de un pórtico resistente a momento sometido a cargas sísmicas [9]	22
Figura 12. Comportamiento de paneles de mampostería contra fuerzas laterales [13]	28
Figura 13. Estados de daño en muros de mampostería confinada. (a) estado elástico, (b) estado posterior al agrietamiento, (c) estado de fluencia, (d) estado último. [13]	29
Figura 14. Modelos tetralineales calibrados [13].....	29
Figura 15. La separación del panel de relleno en dos regiones diagonales. [14].....	32
Figura 16. El Modelo CMISF Propuesto [15]	33
Figura 17. a) Muestra de muro de relleno de mampostería, b) Estrategia detallada de	34
Figura 18. Diferentes estrategias de macromodelado. a) Modelo de un solo puntal, b) Modelo de doble puntal y c) Modelo de puntal triple. [16].....	35
Figura 19. El macromodelo simplificado de Rodrigues et al. [16]	36

Figura 20. a) Macro-modelo, b) comportamiento histerético del material para la simulación de un panel de relleno de mampostería c) Curva de comportamiento monotónico de desplazamiento forzado [16]	37
Figura 21. Nv.-3,32 de Estructura I.....	41
Figura 22. Nv.+0,18 de Estructura I.....	42
Figura 23. Nv.+4,68 de Estructura I.....	42
Figura 24: Nv.+9,18 de Estructura I	42
Figura 25. Definición de las características del acero utilizado en la modelación	44
Figura 26. Definición de las características del acero utilizado en la modelación	45
Figura 27. Curvas de Peligrosidad Sísmica Ambato [17].....	49
Figura 28. Clasificación de los suelos de la ciudad de Ambato desde el punto de vista sísmico [19].....	51
Figura 29. Espectro de respuesta en aceleración NEC [17].....	52
Figura 30. Espectros NEC para Sismo muy raro, $T_r= 2500$ años – Estructura I	53
Figura 31. Espectros NEC para Sismo Raro $T_r= 475$ años– Estructura II.....	54
Figura 32. Espectros NEC para Sismo Raro $T_r= 475$ años– Estructura III	54
Figura 33. Espectros Elásticos MCE -Ambato comparado con NEC – Estructura 1	56
Figura 34. Espectros Inelásticos MCE - Ambato comparado con NEC – Estructura I	56
Figura 35. Asignación de Masas	57
Figura 36. Modelo para análisis Estático-Dinámico para Estructura I	58
Figura 37. Asignación de Casos de Carga	58
Figura 38. Ingreso de espectros Elásticos al programa de cálculo para la Estructura I	63
Figura 39. Caso de Cargas gravitacionales para análisis estático no lineal	63
Figura 40. Asignación de Caso Pushover X para la Estructura I sin acción de mampostería Confinada.	64
Figura 41. Asignación de Caso Pushover X para la Estructura I sin acción de mampostería Confinada.	65
Figura 42. Cortante- Desplazamiento - Pushover X para la Estructura I sin acción de mampostería Confinada.	66
Figura 43. Cortante- Desplazamiento - Pushover Y para la Estructura I sin acción de mampostería Confinada.	66

Figura 44. Punto de desempeño demanda/capacidad Pushover X para sismo Raro Tr=475 años - Estructura I sin acción de mampostería Confinada.	68
Figura 45. Punto de desempeño demanda/capacidad Pushover X para sismo Muy Raro Tr=2475 años- Estructura I sin acción de mampostería Confinada.	68
Figura 46. Punto de desempeño demanda/capacidad Pushover Y para sismo Raro Tr=475 años - Estructura I sin acción de mampostería Confinada.	69
Figura 47. Punto de fluencia Pushover X para Sismo Raro Tr=475 años- Estructura I sin acción de mampostería Confinada.	70
Figura 48. Punto de fluencia Pushover X para Sismo Muy Raro Tr=2475 años Estructura I sin acción de mampostería Confinada.	71
Figura 49. Punto de fluencia Pushover Y para Sismo Raro Tr=2475 años- Estructura I sin acción de mampostería Confinada.	71
Figura 50. Curva de capacidad sísmica resistente de una estructura y modelo bilineal. [21]	73
Figura 51. Nivel de desempeño en X, Y para Sismo Raro Estructura I, sin considerar efecto de mampostería confinada.	74
Figura 52. Nivel de desempeño en X para Sismo Muy Raro Estructura I, sin considerar efecto de mampostería confinada.	75
Figura 53. Derivas máximas Pushover X Estructura I sin acción de mampostería Confinada.	76
Figura 54. Derivas máximas Pushover Y Estructura I sin acción de mampostería Confinada.	76
Figura 55. Idealización del modelo [16]	77
Figura 56. Mampostería a considerar en $N_v+0.18$ en modelado de la estructura I ...	79
Figura 57. Mampostería a considerar en $N_v+4.68$ en modelado de la estructura I ...	80
Figura 58. Mampostería a considerar en $N_v+9.18$ en modelado de la estructura I ...	80
Figura 59. Creación de Puntales rígidos en el programa	81
Figura 60. Envolventes positiva y negativa para pórtico de acero con juntas empernadas y relleno de mampostería de bloque [24].....	82
Figura 61. Generación de tabla de puntos para curva de envolventes positiva y negativa para pórtico de acero con juntas empernadas y relleno de mampostería de bloque [25]	82
Figura 62. Elementos LINK para representar marcos llenos	83
Figura 63. Elementos LINK para representar marcos parcialmente llenos	84

Figura 64. Modelado de la estructura I de la Mampostería a considerar en Eje C	84
Figura 65. Cortante- Desplazamiento - Pushover X para la Estructura I con acción de mampostería Confinada.	85
Figura 66. Cortante- Desplazamiento - Pushover Y para la Estructura I con acción de mampostería Confinada.	85
Figura 67. Punto de desempeño demanda/capacidad Pushover X para sismo Raro - Estructura I con acción de mampostería Confinada.....	86
Figura 68. Punto de desempeño demanda/capacidad Pushover X para sismo Muy Raro - Estructura I con acción de mampostería Confinada.	86
Figura 69. Punto de fluencia Pushover X para Sismo Raro Estructura I con acción de mampostería Confinada.	87
Figura 70. Punto de fluencia Pushover X para Sismo Muy Raro Estructura I con acción de mampostería Confinada.....	87
Figura 71. No se encuentra Punto de fluencia en sentido Y para Sismo Raro $T_r=475$ años- Estructura I con acción de mampostería Confinada.	88
Figura 72. No se encuentra Punto de fluencia en sentido Y para Sismo Muy Raro $T_r=2475$ años- Estructura I con acción de mampostería Confinada.	88
Figura 73. Nivel de desempeño en X y Y para Sismo Raro Estructura I, considerando efecto de mampostería confinada.....	89
Figura 74. Nivel de desempeño en para Sismo Muy Raro Estructura I, considerando efecto de mampostería confinada.....	90
Figura 75. Derivas máximas Pushover X Estructura I sin acción de mampostería Confinada.....	91
Figura 76. Estructura II Analizada sin efecto de la mampostería	91
Figura 77. Estructura II Analizada con efecto de la mampostería	92
Figura 78. Estructura III Analizada sin efecto de la mampostería.....	92
Figura 79. Estructura III Analizada con efecto de la mampostería.....	93

AGRADECIMIENTO

A Dios por darme la gracia de la vida, sabiduría, salud y fortaleza, para haber podido concluir con esta etapa de mi vida profesional.

En especial a mi esposo Carlitos por ser mi apoyo incondicional y siempre confiar más que yo misma en mis capacidades, alentándome pacientemente a pesar de las vicisitudes, lo cual ha sido la inspiración para levantar mi ánimo en momentos complicados.

A mis padres y hermano quienes en el transcurso del tiempo han apoyado mi formación profesional permitiéndome llegar hasta esta maestría, legado del cual me siento muy agradecida.

Al maestro y mentor Ing. Oswaldo Marcelo Guerra Avendaño, MSc-MDI, por cada destello de sabiduría y experiencia compartida, que aportó a la elaboración de esta tesis con esmero.

Al Ing. Carlos Navarro, como Director académico por constantemente incitarnos a continuar hasta la culminación de este proyecto.

A mis compañeros de trabajo y amigos sinceros cuya compañía y afecto han aportado a alzar mi aliento en largas jornadas de trabajo.

A todos ustedes mi Infinita Gratitud.

Paola Lagos S.

DEDICATORIA

El presente trabajo, está dedicado a mi familia, siendo una expresión de profunda gratitud especialmente a mi esposo, quien con profundo amor me ha alentado desde el inicio de esta maestría a continuar preparándome día a día, a pesar de situaciones ajenas que en momentos influyen en la decisión de continuar en el camino del saber.

A la FICM, ya que me acogió nuevamente en sus aulas, aunque de forma virtual por la pandemia, en cada módulo me hizo recordar que cada peldaño de conocimiento adquirido me servirá para aportar con satisfacción a mi ciudad y país como una profesional competente.

Paola Lagos S.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS
METÁLICAS

TEMA:

“ESTUDIO COMPARATIVO DE LA INCIDENCIA DE LA MAMPOSTERÍA AISLADA Y CONFINADA EN EL COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE ESTRUCTURA METÁLICA DE MEDIANA ALTURA”

AUTORA: Ing., Paola Nathaly Lagos Saltos,

DIRECTOR: Ing. Oswaldo Marcelo Guerra Avendaño, MSc.-MDI

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

- Edificación y Construcción

FECHA: Agosto, 2022

RESUMEN EJECUTIVO

Al ser la mampostería un elemento no estructural muy utilizado en edificaciones en nuestro país, es preciso analizarla para optimizar su uso, por tanto, se presenta una comparación de la incidencia que tiene la mampostería aislada frente a la confinada en el comportamiento sísmico de edificios de estructura metálica de mediana altura, utilizando normas de diseño sísmico de Ecuador, tratando de obtener diseños seguros mediante análisis dinámicos de la estructura, considerando también los efectos que puedan causar los eventos sísmicos asociados al espectro de diseño de la zona, dependiendo de la configuración del edificio; en el presente estudio se consideraron 3 edificaciones de similar configuración y distinta importancia (de 4, 6 y 7 pisos); con la finalidad de evaluar la influencia de los efectos de la mampostería, con lo que se pretende recomendar el hecho de considerar dichos efectos para tener edificaciones diseñadas conforme a una realidad más cercana acorde a los materiales de la zona, considerando investigaciones experimentales preliminares realizadas en la capital, combinándolas con teorías que han sido desarrolladas a través de los años por autores de varios países, quienes han realizado propuestas cada vez más exactas para considerar la mampostería en la macro modelación de las edificaciones; siendo

utilizada en la presente investigación la modelación inelástica de las mamposterías a través del macromodelo simplificado propuesto por Rodrigues, Varum y Costa, en combinación con datos de ensayos realizados en pórticos de acero rellenos de mampostería de bloque, obteniendo resultados favorables en desplazamientos y ductilidad con la modelación propuesta de la mampostería logrando concluir que al considerar los efectos de la mampostería se puede admitir un mejor comportamiento de las edificaciones de estructura metálica, dependiendo de su configuración, y teniendo como resultado que los modelos que consideran el aporte de la mampostería generalmente tienen un óptimo desempeño en cuanto a la reducción de derivas de las edificaciones, criterio con el cual, los diseñadores en muchos casos podrían crear proyectos con secciones más económicas y que cumplan con los requerimientos de las Normativas vigentes.

Descriptores: análisis de edificaciones, comportamiento de paredes, diseño estructural, desempeño de edificaciones, estructuras metálicas, espectro sísmico, mampostería confinada, mampostería aislada, modelación de edificaciones, rango inelástico.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS
METÁLICAS

THEME:

“COMPARATIVE STUDY OF THE IMPACT OF INSULATED AND CONFINED
MASONRY ON THE PERFORMANCE OF MEDIUM-RISE STEEL FRAME
BUILDINGS”

AUTHOR: Ing., Paola Nathaly Lagos Saltos,

DIRECTED BY: Ing. Marcelo Guerra Avendaño, MSc-MDI

LINE OF RESEARCH:

- Building and Construction

DATE: August, 2022

EXECUTE SUMMARY

Being masonry a non-structural element widely used in buildings in our country, it is necessary to analyze it in order to optimize its use, therefore, a comparison of the incidence isolated masonry versus confined masonry on the seismic behavior in medium height metal frame buildings is presented, based on seismic design standards of Ecuador, trying to obtain safe designs by means of dynamic analysis of the structure, also by considering the effects that may be caused by seismic events associated to the design spectrum of the area, depending on the building configuration, since in the present study 3 buildings of similar configuration and different importance (4, 6 and 7 stories) were considered; the purpose of this research is to evaluate the influence of the effects of masonry with which it is intended to recommend the fact of considering the effects produced by the masonry, with the intention of recommending these effects consideration in order to have designed buildings according to a closer reality according to the materials of the area, considering preliminary experimental investigations carried out in the capital city, combining them with theories developed over the years by authors from several countries, who have made increasingly accurate proposals to consider masonry in the macro modeling of buildings; The inelastic

modeling of masonry through the simplified macro model proposed by Rodrigues, Varum and Costa, in combination with data from tests carried out on steel frames filled with block masonry, was used in this research, obtaining favorable results in displacements and ductility with the proposed modeling of masonry, concluding that by considering the effects of masonry, a better behavior of steel structure buildings can be admitted, depending on their configuration, and having as a result that the models that consider the contribution of the masonry generally have an optimum performance in terms of drift reduction of the buildings, a criterion with which, in many cases, designers could create projects with more economical sections and that comply with the requirements of the current regulations.

Keywords: buildings analysis, behavior of walls, structural design, structure performance, metal structures, seismic spectrum, confined masonry, isolated masonry, building modeling, inelastic range.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Introducción

El trabajo investigativo, aborda la incidencia que tiene la mampostería aislada y confinada sobre el comportamiento de las edificaciones con estructura metálica de mediana altura con materiales comúnmente utilizados en Ecuador, utilizando diferentes condiciones de geometría de las estructuras, a través de modelos analíticos que permitan conocer las variables que aportarán a un mejor desempeño sísmico de las estructuras bajo las dos condiciones de muros de mampostería analizados.

Dentro de la metodología utilizada se ha tomado como referencia las recomendaciones emitidas códigos internacionales para el diseño de estructuras como AISC, ATC-40, FEMA 273 y del FEMA 356, ASCE 41-17 y ASCE 7 y por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, y; así como también se han utilizado recomendaciones de teorías presentes en estudios previos realizados.

Como parte de este trabajo se estructuró, los antecedentes investigativos, en donde sobresale la modelación de muros de mampostería utilizando el método de Rodrigues, Varum y Costa, mismo que ha sido mejorado conforme las actuales investigaciones, con las cuales se maneja un procedimiento estático no lineal, con un análisis de la curva de capacidad de cada panel de mampostería que está definido estructuralmente por cuatro elementos de puntal de soporte con comportamiento rígido y un elemento de enlace central, donde se concentra el comportamiento histerético no lineal que representan la mampostería, pudiendo ser usado tanto para pórticos completamente rellenos como para paredes de mampostería parcialmente rellenas y con orificios, mientras que los diseños de mampostería aisladas, ésta se estaría únicamente considerando como un elemento que sólo aporta sobrecarga a las estructuras, con lo

que se pretende llegar a diseños seguros mediante análisis dinámicos no lineales ante la acción de registros de aceleración asociados al espectro de diseño sísmico.

Con los modelos efectuados se determinó menores desplazamientos y ductilidad con la opción mampostería aislada, pues admite un mejor comportamiento en las edificaciones de estructura metálica; siendo recomendable su uso en los pórticos estructurales, para reducir la vulnerabilidad ante la acción de eventos sísmicos, en tanto que, con la mampostería confinada, se logra aportar rigidez a la estructura, teniendo buena respuesta de resistencia ante fuerzas laterales.

En la presente investigación se tiene como limitante el haberse efectuado modelos analíticos de muros de mampostería partiendo de datos de investigaciones experimentales realizados a escala real, por lo que los resultados obtenidos podrían ser cotejados con modelos analíticos y ensayos realizados por otros autores.

1.2. Justificación

El presente estudio justifica su relevancia, ya que es necesario considerar que la mampostería tiene una aparente capacidad muy limitada para absorber deformaciones significativas en su plano, y que no se conoce con exactitud las aceleraciones a que están sometidos fuera del plano, por lo que los diseñadores no las tienen en cuenta en el análisis y diseño estructural.

Los mampuestos usados para la construcción de paredes divisorias y fachadas en los edificios, es considerada normalmente por los diseñadores estructurales solo como una sobrecarga de efecto uniforme para la estructura y como tal es ignorada en el proceso de análisis estructural. No obstante, las paredes no estructurales pueden ser reubicadas de un lugar a otro por modificaciones en el uso de los espacios, originando interacciones pórtico-relleno que pueden alterar significativamente la concepción de los diseños convencionales.

Generalmente, en las construcciones de nuestro medio están constituidas por pórticos que se les rellena con paredes de mampostería no estructural y aunque estos pueden aumentar perceptiblemente la resistencia y la rigidez del sistema, su contribución

generalmente no es considerada. A pesar de que el comportamiento de la estructura compuesta de concreto y mampostería ha sido estudiado por muchos años, este sistema ha tenido algunas dificultades para ser modelado analíticamente. Las siguientes razones pueden explicar esta situación: [1]

- Carencia de la modelación de la estructura compuesta pórtico – mampostería no reforzada; debido a la ausencia de resultados experimentales de los materiales y técnicas de construcción comunes en nuestro medio. [1]

- Complejidad del cálculo; debido a las incertidumbres estructurales asociadas a las características mecánicas del frágil material de relleno y las condiciones de contacto. Su comportamiento también depende fuertemente del comportamiento no lineal de los pórticos, de la separación de la mampostería, entre otras. [1]

En esta investigación, las principales implicaciones son de tipo técnico y socioeconómico, puesto que se podrá tener una mejor certeza, sobre el desempeño sísmico de las edificaciones de estructura metálica al momento de utilizar los materiales en el relleno de sus pórticos, teniendo en cuenta además la disponibilidad económica de los usuarios, misma que permita aprovechar al máximo las propiedades y características de cada caso que se esté analizando, y así tratar de reducir al máximo las pérdidas humanas y materiales ante eventos sísmicos.

Es por estas razones que, se debe considerar la mampostería de relleno en el análisis y diseño de estas estructuras, y por tanto surge el interés de investigar sobre este tema siendo el motivo de la investigación para poder analizar la influencia que tienen los mampuestos confinados y aislados en el comportamiento inelástico de pórticos en edificios de estructura metálica de mediana altura, socializando y difundiendo los principales resultados con los colegios de profesionales del área técnica de la construcción, a través de medios digitales y la publicación pertinente de la presente investigación, misma que ratificará teorías de anteriores investigaciones teniendo la particularidad de usar datos de materiales empleados en Ecuador, pudiendo beneficiar a la colectividad creando diseños económicos y seguros.

1.3. Objetivos

1.3.1. General

Analizar la influencia que tienen los mampuestos confinados y aislados en el comportamiento inelástico de pórticos en edificios de estructura metálica de mediana altura.

1.3.2. Específicos

- Evaluar los efectos de la interacción de la mampostería unida a los elementos que conforman un sistema de pórticos estructurales de acero.
- Comparar el comportamiento de los pórticos estructurales de acero sin confinamiento de mampostería versus aquellos que están confinados.
- Identificar las ventajas de efectuar análisis inelásticos considerando pórticos confinados por mampostería o aislados.
- Establecer recomendaciones sobre técnicas constructivas que permitan aprovechar los efectos positivos de las propiedades que aportan los mampuestos a las estructuras

CAPITULO II

ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

El presente proyecto se sustenta tomando como referencia, algunos antecedentes investigativos, ya que en nuestro país se han realizado varias investigaciones y análisis sobre el tema; por lo que también se ha recurrido a citar algunas investigaciones de otros países, siendo necesario definir algunos conceptos.

Como regla general, para iniciar cualquier análisis con mampostería en edificaciones, es relevante indicar lo señalado por Carrillo [1], en que las normas sismo resistentes especifican que las paredes de división o de fachadas tienen que estar separadas de la estructura, para que al deformarse ante un evento sísmico no sean afectadas muy severamente, o de ser el caso se incluyan elementos no estructurales para que las paredes no estén en contacto directo con la estructura principal, teniendo la flexibilidad suficiente para resistir las deformaciones que pueda sufrir la estructura; todo lo cual en la práctica constructiva no es común observarlo en ninguno de los dos casos, es decir no se da el suficiente aislamiento de la mampostería o ésta mampostería no tiene la suficiente resistencia para absorber las fuerzas que se presentan dentro o fuera del plano.

Dependiendo de si están o no conectados al marco, los muros de relleno muestran diferentes desempeños y tienen efectos variables en la estructura y la distribución de fuerzas entre los marcos del edificio. Los muros de relleno de mampostería se componen de elementos pequeños y distintos que actúan colectivamente como una sola unidad; el muro de relleno de mampostería consta de materiales discretos y dado que los materiales discretos generalmente muestran un comportamiento frágil, se agrietan o fallan durante los terremotos, lo que en la mayoría de los casos resulta en la pérdida de vidas y capital. Por lo tanto, parece necesario predecir soluciones para arriostrear los muros de relleno y evitar que se destruyan de tal manera que la estructura pueda mantener su desempeño deseable. Las especificaciones de los rellenos y la

forma en que se conectan a los marcos pueden ejercer una influencia considerable en el comportamiento sísmico de la estructura. [2]

Kahrizi y Tahamouli Roudsari [2] En su estudio, para investigar los métodos convencionales de anclaje de rellenos de mampostería a pórticos de acero en Irán, se presentan los resultados experimentales de cuatro pórticos de acero de una sola nave y un solo piso con una escala de 1:3, con un enfoque especial en los diferentes detalles de la conexión entre el muro de relleno y el marco circundante. Todas las muestras se ensayaron aplicando una carga lateral en la viga superior, se consideró diferentes detalles sobre la conexión del relleno al marco, incluido cómo se conecta el relleno a un marco no anclado, o conectando el relleno al marco usando ángulos de separación verticales y el uso de barras de refuerzo incrustadas en el relleno. Los resultados mostraron que los mencionados detalles para anclar el relleno al marco pueden resultar un método constructivo rápido y conveniente, que también retrasa adecuadamente el agrietamiento del panel de relleno, cambia los modos de falla del muro, disminuye el nivel de daño y mantiene la estabilidad en la pared. El empleo de estos detalles también ejerce una influencia significativa en los patrones de agrietamiento, modos de falla, rigidez, resistencia, ductilidad, deformaciones fuera del plano y disipación de energía.

Ahmed y Shahzada, [2] por su parte evalúan de la vulnerabilidad sísmica de estructuras de mampostería confinadas mediante un enfoque de macromodelado, consideran un estudio de caso de una estructura de mampostería confinada a escala completa y describen los resultados de su evaluación numérica mediante simulaciones avanzadas en el entorno ATENA. El modelo numérico fue validado a partir de los resultados experimentales de pruebas en el plano de la estructura de mampostería de ladrillo confinada, el programa de pruebas incluyó una carga cuasi-estática y las dimensiones de la estructura ensayada fueron 3048×3658 mm con paredes de 229 mm de espesor. La estructura del modelo se hizo sobre una plataforma de hormigón armado de 305 mm de espesor, conectada al piso sólido con pernos, como un modelo simplificado de macroelementos. El análisis paramétrico en profundidad se realizó con un total de ciento once estudios para evaluar la influencia de densidad del muro, la precompresión vertical, la resistencia de la mampostería y las propiedades de los elementos de confinamiento en el comportamiento en el plano de la estructura de mampostería de ladrillo confinada.

Los resultados se presentan como curvas fuerza-desplazamiento, tipos de modos de fallo, ductilidad e índice de daño. Con lo que se probó que el modelado de macroelementos, proporciona resultados fiables en comparación con los datos experimentales y permite realizar un análisis paramétrico en los que las condiciones de contorno son las mismas, por lo que se pueden obtener resultados más precisos. En una segunda fase, se llevó a cabo un análisis paramétrico en profundidad en el que se realizaron un total de ciento once estudios para evaluar la influencia de densidad del muro, la precompresión vertical, la resistencia de la mampostería y las propiedades de los elementos de confinamiento en el comportamiento en el plano de la estructura de mampostería de ladrillo confinada.

2.1. Comparativa de edificaciones con y sin presencia de muros de relleno

En el estudio realizado por Dilmac et al. [3], se evaluaron los comportamientos sísmicos de edificios de marcos de concreto reforzado con y sin muros de relleno de mampostería considerando el comportamiento no lineal de los componentes de hormigón armado. Se seleccionaron los edificios de concreto reforzado existentes con 2, 3, 4 y 5 pisos y diferentes configuraciones de paredes de relleno.

Los muros de relleno se modelaron mediante elementos de puntales no lineales, que solo tenían resistencia a la compresión. Los edificios con y sin muros de relleno de mampostería se sometieron a un análisis no lineal para evaluar el comportamiento sísmico.

Se ha observado que el período de la sección agrietada del edificio de concreto reforzado cambia según el efecto y la cantidad de las paredes de relleno. Los muros de relleno de mampostería provocaron un cambio significativo en el período fundamental del edificio entre un 15% y un 50% ya que afecta directamente la rigidez del edificio. En particular, el muro de relleno disminuye los desplazamientos laterales de los pisos de los edificios hasta en un 50%-80% para todos los casos materiales. Los resultados analíticos de este estudio actual indicaron que los muros de relleno de mampostería tienen efectos muy importantes en el comportamiento sísmico del edificio, la capacidad de corte estructural y el desplazamiento relativo de los pisos. La interacción

entre el marco delimitador y el muro de relleno puede conducir a un cambio considerable en la distribución de la fuerza de corte en las columnas de un piso.

En consecuencia, los muros de relleno afectan en gran medida la capacidad de carga lateral, el período de la sección fisurada, la deriva relativa de los pisos y el desempeño sísmico objetivo de los edificios de concreto, como se muestra en la Figura 1, donde considerando dos casos, denominados “Grupo de materiales A”, (MGA) y el segundo como “Grupo de materiales B” (MGB), teniendo para MGA, resistencia a la compresión del hormigón de 20 MPa, y un límite elástico del acero de 420 MPa con su espaciamiento de refuerzo transversal de 100 mm., mientras que en MGB, se consideró un hormigón con resistencia de 10 MPa, el límite elástico del acero de 220 MPa y el espaciado para el refuerzo transversal de 250 mm.

Se analizaron edificios con y sin muros de relleno para ambos casos, y los resultados del análisis de edificios con y sin muros de relleno se representaron como MGAw-MGBw para los que tienen muros y MGA-MGB sin muros respectivamente, señalando además que este estudio puede ampliarse considerando diferentes características mecánicas de los muros de relleno de mampostería con y sin aberturas.

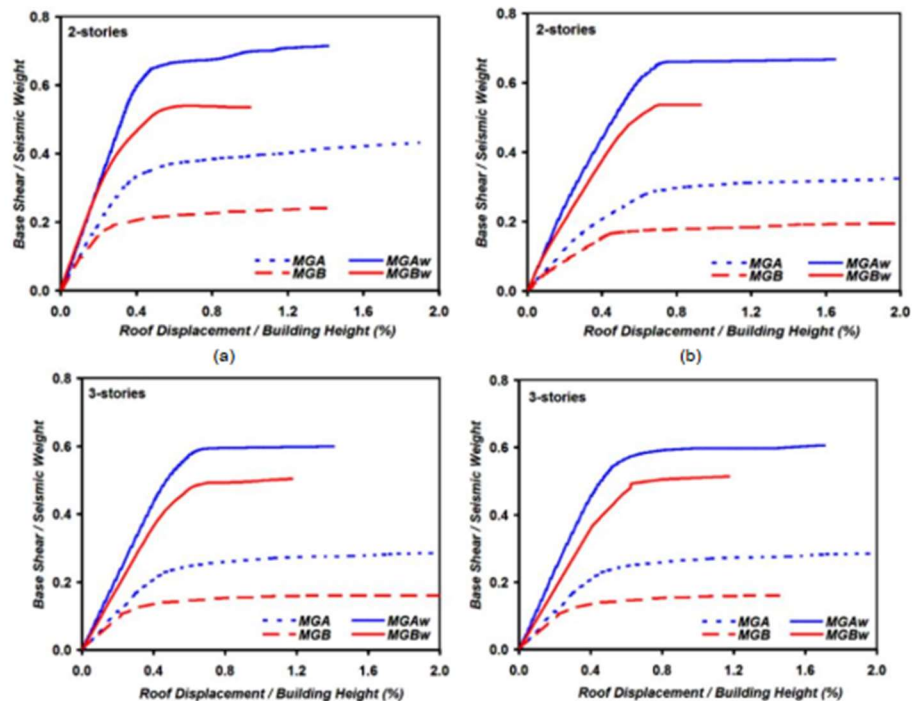


Figura 1.- Comparación de Curvas de empuje normalizadas de algunos edificios existentes seleccionados para 2 y 3 pisos, con y sin mampostería [3]

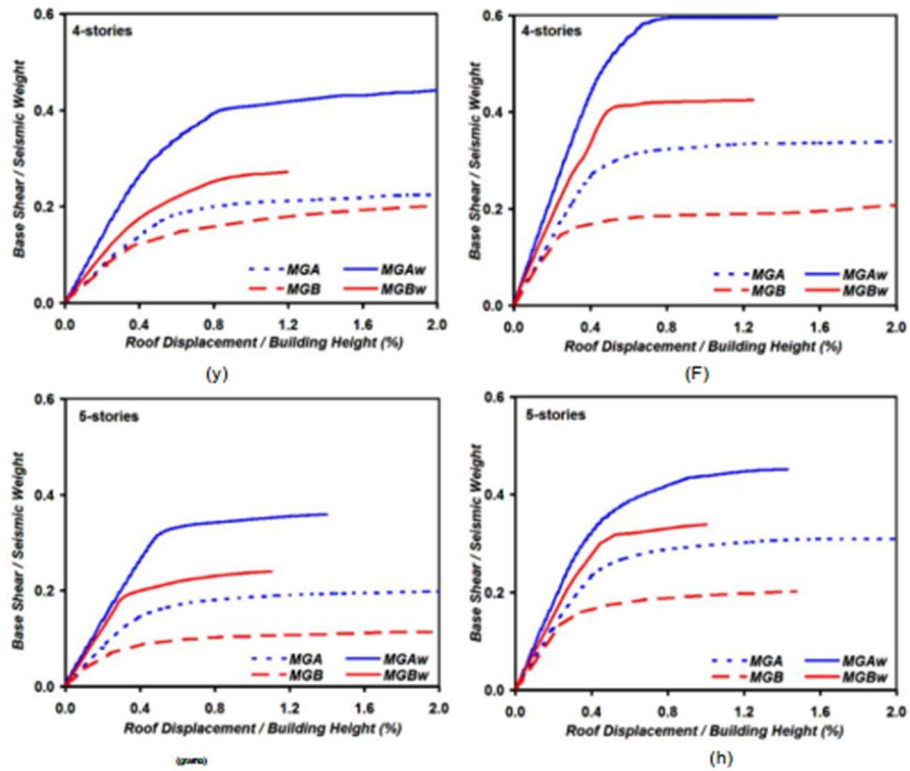


Figura 2.- Comparación de Curvas de empuje normalizadas de algunos edificios existentes seleccionados para 4 y 5 pisos, con y sin mampostería [3]

Además, se produjo un aumento en la rigidez inicial, la resistencia y la disipación de energía de los edificios con muros de relleno en comparación con el marco vacío, a pesar de los modos de falla por fragilidad del muro. Por lo tanto, los edificios con paredes de relleno tienen el riesgo de colapso más bajo, y los edificios con pórticos vacíos son los más vulnerables al colapso inducido por terremotos.

A partir de los resultados obtenidos, se observó que la presencia de muros de relleno es muy eficaz en la capacidad de carga lateral de los edificios de CR. En edificios de CR de dos, tres, cuatro y cinco pisos, los muros de relleno de mampostería pueden aumentar considerablemente la capacidad de carga lateral de los edificios aproximadamente cinco, cuatro, tres y dos veces, respectivamente

Así también Yacila et al. [4], en su investigación, examinan la respuesta de estructuras frente a un análisis de empuje de muros de mampostería confinados mediante un enfoque de macromodelación 3D, mediante modelos matemáticos. Para ello, se utilizó el método de elementos finitos, implementado en el software ABAQUS. Todos los sólidos fueron modelados como una sola pieza, con los componentes modelados como

elementos tridimensionales continuos de 8 nodos con integración reducida, lo que permitió evitar la modelización de las interfaces de contacto entre los elementos de hormigón y de mampostería.

Se consideraron 5 materiales diferentes para la modelización: (1) el hormigón de los cimientos, (2) el hormigón de la columna, (3) el hormigón de la viga, (4) la mampostería, y (5) el acero de las barras de refuerzo, teniendo que calibrar todas las propiedades de los materiales obtenidas experimentalmente a partir de los ensayos de pequeñas muestras para la macromodelación. Por esta razón, se realizaron muchas iteraciones de las propiedades de los materiales de la mampostería y del hormigón. Para los ensayos se consideraron dos opciones de mampostería: muros sin carga vertical y muros con carga vertical, teniendo cada una de ellas dos modelos de diferentes alturas.

Mediante este estudio, se deduce que los principales parámetros que controlaban el comportamiento no lineal de las paredes fue el módulo de Young, la fuerza de tracción y energía de fractura de la mampostería, lo que se puede utilizar para ayudar en las pruebas de laboratorio y en el diseño de códigos en caso de que sea importante predecir los patrones de agrietamiento, máxima capacidad de carga, y los últimos desplazamientos de confinado paredes de mampostería.

2.1.1. Desempeño de Estructuras de Acero ante Eventos Sísmicos

Uno de los mayores retos en el diseño de estructuras sismorresistentes de acero consiste en limitar o controlar los problemas de inestabilidad en miembros o zonas sometidas a compresión. En estas estructuras el control de los fenómenos de inestabilidad resulta más importante que en las estructuras comunes, dado que su ocurrencia degrada la respuesta en términos de resistencia y rigidez, disminuyendo su capacidad de disipar energía (Crisafulli, 2018). El desempeño sísmico insatisfactorio de algunas estructuras diseñadas conforme a reglamentos modernos ha preocupado al medio de la ingeniería estructural. Situación que ha cobrado importancia a partir de las grandes pérdidas materiales y económicas a consecuencia de eventos sísmicos [5]

González et al. [5] manifiestan que la respuesta sísmica de un edificio está ligada fundamentalmente a las propiedades mecánicas del material. En el diseño y verificación de los elementos estructurales de acero, uno de los parámetros mecánicos más importantes es la tensión mínima de fluencia F_y ; adicionalmente, en algunos estados límites vinculados con la fractura se aplica la resistencia de tracción mínima F_u . Los aceros convencionales presentan resistencias menores y mayor ductilidad, mientras que los aceros de alta resistencia, en general, presentan una ductilidad reducida. Esta es la razón por la cual las especificaciones limitan la tensión mínima de fluencia a 345 MPa en componentes donde se espera que se desarrolle comportamiento inelástico. Para el caso de estructuras con ductilidad limitada este límite se incrementa a 380 MPa. Se recomienda que relación entre F_u y F_y debe de estar entre 1.2 y 1.8.

2.1.2. Sismicidad en Ecuador

Según la investigación de Zhgun [6], Ecuador registra una importante actividad sísmica en gran parte de su territorio, la zona centro norte, se encuentra en una zona de actividad sísmica alta a media. Se han registrado eventos sísmicos de grado VI en un rango de extensión de 50 kilómetros como consecuencia de la subducción de la placa marina y continental, que evidencia la afluencia de volcanes en su mayoría inactivos y altamente activos en dos casos puntuales. De igual manera, se observan acantilados de falla que evidencian daños. Por lo tanto, el riesgo sísmico para la zona se considera Medio.

Uno de los eventos considerables de los últimos años fue el terremoto del 16 de abril 2016 con epicentro en Pedernales, Ecuador con magnitud de 7.8Mw (magnitud momento), la costa se venía deformando aproximadamente de 2 a 3 centímetros por año, datos medidos en la zona de influencia del evento sísmico (Esmeraldas y Manabí), desplazando la costa 0.80 metros hacia el oeste y teniendo algunos centímetros en el eje vertical. Este evento sísmico ha sido uno de los más devastadores en el Ecuador, dejando 671 fallecidos, 385000 afectados y pérdidas económicas para el Ecuador, esto recordó lo vulnerable que son las construcciones ante eventos sísmicos y la importancia tiene la investigación local sobre el comportamiento de las estructuras ante las sollicitaciones particulares de la región.[7]



Figura 3. Colapso de estructuras en Tarqui-Manta, sismo Pedernales (2016) [7]

2.2. Propiedades del Acero Estructural

El acero es una aleación de hierro con pequeñas cantidades de otros elementos, es decir, hierro combinado con aproximadamente 2% de carbono como máximo, sumergido en agua fría adquiere por el temple gran dureza y elasticidad. Hay aceros especiales, que contienen, además en pequeñísima proporción, cromo, níquel, titanio, wolframio o vanadio. [8]

El acero se caracteriza por tener una gran resistencia, contrariamente a lo que ocurre con el hierro, ya que este resiste muy poco a la deformación plástica, por estar constituido solo con cristales de ferrita; cuando se alea con carbono, se forman estructuras cristalinas diferentes, que permiten un gran incremento de su resistencia. Esta cualidad del acero y la abundancia de hierro le colocan en un lugar preeminente, constituyendo el material básico del siglo XX. Un 92% de todos los aceros es simple acero al carbono; el resto es acero aleado: aleaciones de hierro con carbono y otros elementos tales como magnesio, níquel, cromo, molibdeno y vanadio. [8]

La gran mayoría de los metales por su naturaleza son cristalinos. En el proceso de la solidificación del acero, se forman en pequeños granos o cristales los que se encuentran compuestos por un patrón de átomos definido ya que a una temperatura determinada los átomos están espaciados una distancia definida y estas no cambian.

2.2.1. Disponibilidad de Acero Estructural en el Ecuador

En el Ecuador existen básicamente tres tipos de aceros estructurales utilizados en la construcción, según se muestra en la Tabla 1. Estos aceros son utilizados para la construcción de todo tipo de infraestructura, como son puentes, edificios, torres, etc. Adicionalmente, existe en el mercado una cantidad limitada de perfiles tubulares de sección redonda o sección rectangular, manufacturados con el acero ASTM A500 Gr. B. [9]

Hasta hace aproximadamente una década, el acero ASTM A36 fue el mayormente utilizado para naves industriales, edificios residenciales y de oficinas. Sin embargo, éste ha sido reemplazado por el ASTM A572 Gr. 50 debido a sus mejores propiedades mecánicas. De esta manera, el ASTM A36 ha quedado relegado, siendo principalmente utilizado para ángulos laminados en caliente y placas de conexión. [9]

Tabla 1.. Tipos de Aceros comúnmente utilizados en la Construcción en el Ecuador [9]

Tipo de Acero	F_y (MPa)	F_u (MPa)
ASTM A36	250	400-550
ASTM A572 Gr.50	345	450
ASTM A588	345	450

Por otra parte, localmente el acero ASTM A588 es el material estándar para la construcción de puentes. Su resistencia a la fluencia y a la tracción es igual a la del ASTM A572 Gr. 50, pero además es resistente a la corrosión. Con el paso del tiempo el acero ASTM A588 forma una “patina” de color marrón que protege al material de la intemperie. [9]

Si bien el ASTM A588 ha sido utilizado en todo tipo de estructuras a nivel mundial y es un material que tiene las propiedades adecuadas para su uso en puentes, está siendo reemplazado por materiales de mejores características. Los High Performance Steels (HPS) o aceros de alto desempeño, son actualmente utilizados en otros lugares para la construcción de puentes. Estos aceros, entre los que se hallan el ASTM A709 Gr. HPS 50W y el ASTM A709 Gr. HPS 70W, tienen mejores propiedades en cuanto a ductilidad, soldabilidad, resistencia a la corrosión y tenacidad que el ASTM A588. En

este contexto, el ASTM A709 Gr. HPS 50W y el ASTM A588 tienen las mismas propiedades mecánicas (F_y y F_u), pero el resto de propiedades mencionadas más arriba son significativamente mejores en el primero. [9]

En el Ecuador los HPS's todavía no han incursionado en la construcción de puentes, debido a la falta de coordinación que existe entre diseñadores, comercializadores de acero y constructores. Los proveedores de acero estructural no disponen de estos materiales debido a que los ingenieros no los especifican en los planos de diseño. Por otra parte, los ingenieros no especifican estos materiales en sus diseños porque no existen en el mercado local. Esta descoordinación hace que la construcción de puentes de acero en el país esté completamente limitada al uso de ASTM A588 solamente. Por esta razón, es aconsejable que, en los planos de diseño, el ingeniero estructural especifique como materiales aceptados para la fabricación de los componentes de puentes al ASTM A588 y al ASTM A709 Gr. HPS 50W. La intención es que, con el paso del tiempo, la industria de la construcción de puentes de acero experimente la transición hacia los aceros de alto performance, en toda la gama disponible. [9]

Otro particular que en ciertas ocasiones impide el uso de otros tipos de aceros estructurales en el medio local y limitan la disponibilidad a los tres tipos mostrados anteriormente es la errada concepción de que los aceros con más altas prestaciones son más costosos que los tradicionales; sin embargo, la Figura 3 precisamente muestra, que éste no es siempre el caso. Como se puede ver, el perfil mostrado en la fotografía cumple con tres especificaciones ASTM distintas. Este caso demuestra, por ejemplo, que a pesar de que el acero ASTM A572 Gr. 50 tiene mejores propiedades mecánicas que el ASTM A36, su costo de producción puede ser el mismo. Similarmente, el acero ASTM A992 cuyas propiedades han sido desarrolladas para obtener un mejor desempeño sismorresistente, no necesariamente cuesta más que los otros dos tipos de aceros. En realidad, el costo del acero estructural no solo obedece a parámetros técnicos, como lo son las propiedades mecánicas y químicas de los mismos, sino que depende también de factores de mercado, como la oferta y demanda de un cierto tipo. Incluso, hay ocasiones en las que, por ejemplo, se puede conseguir aceros HPS's a precios más bajos que otros tipos.[9]



Figura 4. Perfil laminado en caliente que cumple con varias especificaciones ASTM [9]

2.2.2. Comparación entre ASTM A572 Gr. 50 y ASTM A992

Según la investigación realizada por Sajid y Kiran [10] se discuten las curvas de tensión-deformación, el límite elástico (r_y) y la resistencia a la tracción final (r_u) obtenidas en los ensayos de tracción uniaxial. Utilizando las curvas de tensión-deformación de ingeniería, el límite elástico de cada espécimen de ensayo se determina basándose en el método de desplazamiento de la deformación del 0,2%. El esfuerzo máximo de ingeniería se toma como la resistencia última a la tracción del acero. Como se observa en la Figura 4, las curvas de tensión-deformación de las probetas ranuradas se caracterizan por una reducción significativa de la ductilidad y un aumento de la resistencia a la tracción de las probetas ranuradas se caracterizan por una reducción significativa de la ductilidad y un aumento de la resistencia a la tracción, en comparación con las muestras no ranuradas, para los tres tipos de acero. [9]

Se observa una meseta de fluencia bien definida en las probetas sin entallar que disminuye en el caso de las probetas ranuradas con una elevada triaxialidad de esfuerzos. Se observa que todas las probetas ranuradas presentan un aumento sustancial tanto del límite elástico como de la resistencia a la tracción final en comparación con las probetas de acero sin entallar. Entre las probetas de acero ranuradas, el mayor límite elástico y la mayor resistencia a la tracción final lo presentan las probetas con las mayores triaxialidades media inicial y media final (UN1 y VN1), respectivamente. [9]

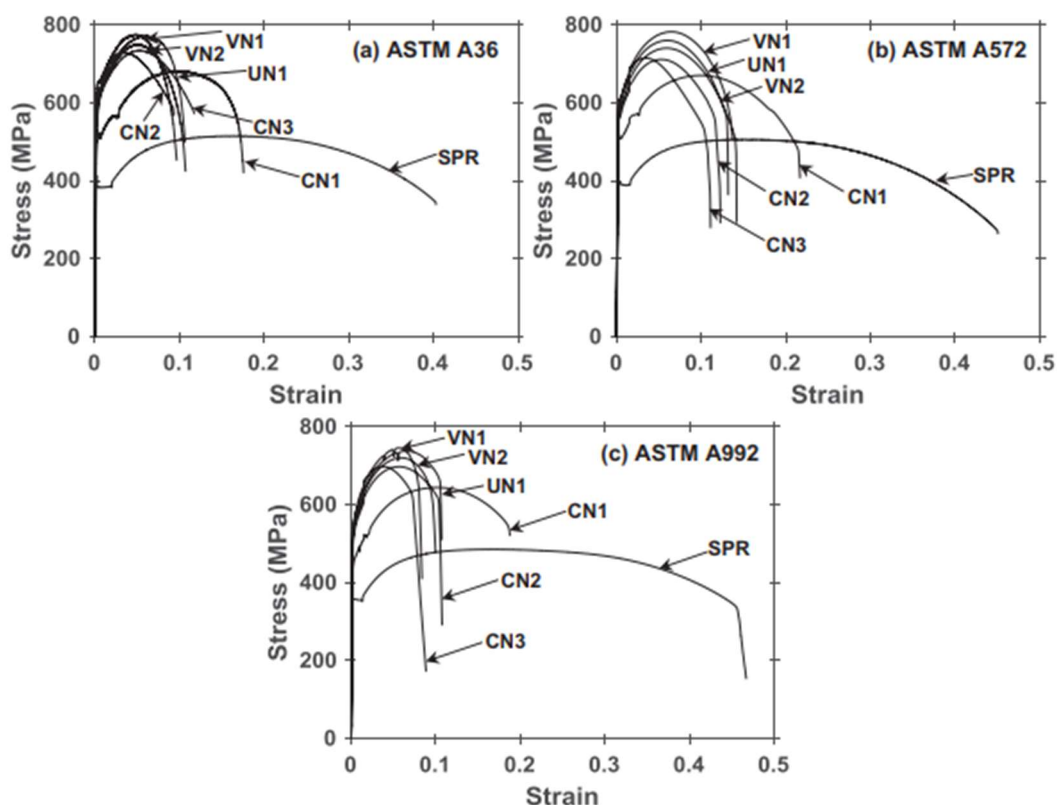


Figura 5. Curvas de esfuerzo-deformación de ingeniería de probetas sin ranurar y ranuradas [9]

En el caso del acero ASTM A36, el límite elástico de las probetas ranuradas de las probetas ranuradas aumentó hasta en un 70% en comparación con las probetas de acero sin entallar de acero sin ranurar. Los aceros ASTM A572 y A992 mostraron un aumento casi similar (hasta el 57% y el 60%, respectivamente) en comparación con las de las muestras sin entallar. La resistencia última a la tracción de las muestras ranuradas de los tres aceros mostró un aumento casi similar (ASTM A36-51%) (ASTM A36-51%, ASTM A572-54%, ASTM A992-53%) en comparación con la en comparación con la resistencia a la tracción de las correspondientes muestras sin muescas.

El límite elástico medio ($\bar{\sigma}_y$) de dos muestras de ensayo para una para una geometría determinada en función de la triaxialidad inicial (T_i avg), como se muestra en la Fig. 7. La triaxialidad inicial promediada espacialmente (T_i avg) se evalúa promediando la triaxialidad sobre la sección transversal crítica de la probeta ranurada de la probeta ranurada a una tensión total de $1,35 \pm 0,5\%$. El promedio de la resistencia a la tracción.

La resistencia última a la tracción (σ_u) de dos muestras de ensayo para una geometría determinada se traza frente a la triaxialidad promediada espacialmente y evaluada a una deformación correspondiente a la carga última (T_{avg}^u), como se muestra en la Fig. 6. La triaxialidad depende de la forma de la muesca y de las propiedades del material. [10]

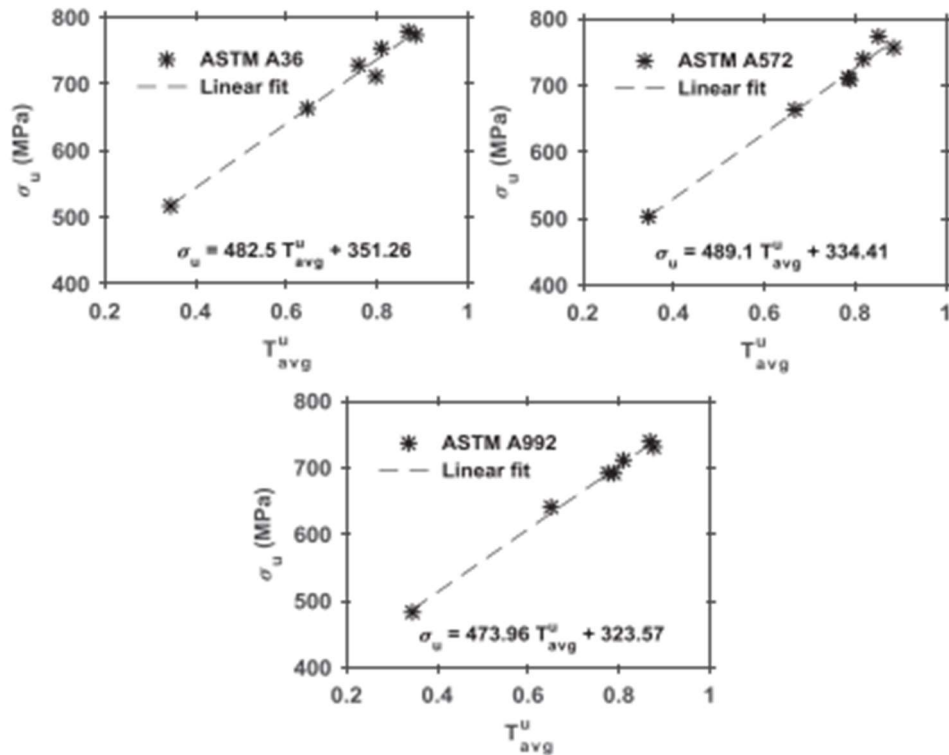


Figura 6. Triaxialidad media de la tensión última frente a la resistencia a la tracción última [10]

Las muescas en las muestras de ensayo pueden sufrir un cambio de forma significativo antes de que se alcance la resistencia a la tracción final. Este cambio de forma en la muesca se contabiliza eligiendo T_{avg}^u , que se obtiene evaluando la media espacial de la triaxialidad a través de la sección transversal crítica en la deformación correspondiente a la resistencia última a la tracción. [10]

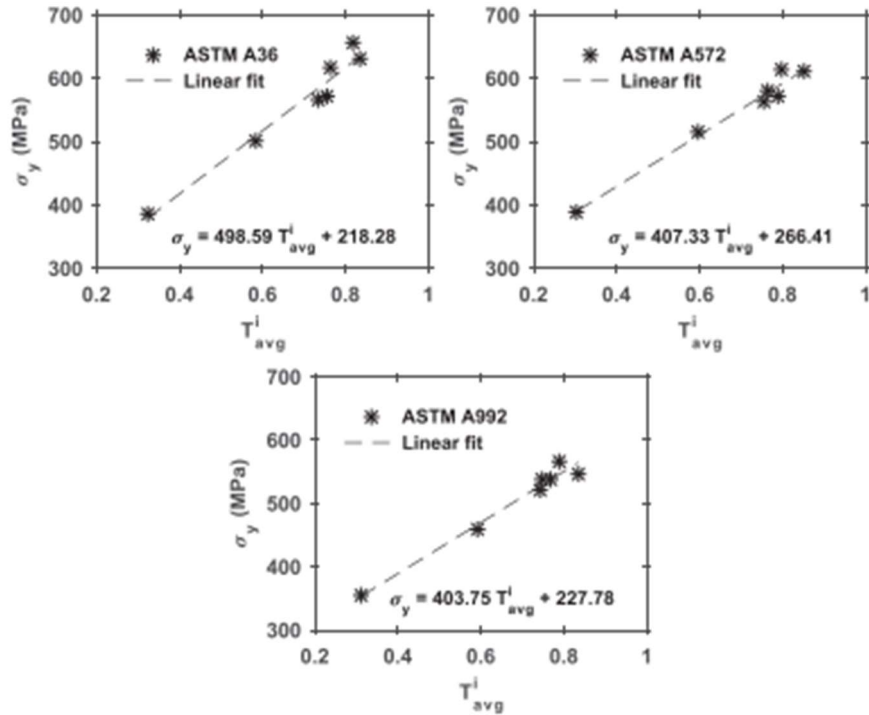


Figura 7. Triaxialidad de la tensión inicial media frente al límite elástico. [10]

De la Fig. 7 se desprende que el límite elástico aumenta linealmente con el incremento de la triaxialidad de la tensión para los tres aceros. Del mismo modo, se observa que la resistencia a la tracción final aumenta linealmente con el aumento de la triaxialidad de la tensión, para los tres tipos de aceros, como se muestra en la Fig.7. [10].

2.2.3. Factores de Desempeño

Existen tres criterios fundamentales que se deben cumplir de acuerdo a la filosofía de sismoresistencia implementada en NEC-SE-AC: 1) no es viable diseñar estructuras en el rango elástico debido a la magnitud de las fuerzas provocadas por sismos de mayores proporciones, 2) para que las estructuras puedan soportar estas cargas, deben tener la capacidad de deformarse plásticamente, lo cual solo puede ocurrir si exhiben un comportamiento dúctil y 3) se debe controlar las derivas entre pisos para que no superen el límite admisible. En la NEC-2015, estas consideraciones se las implementa cuantitativamente vía los factores de desempeño, según se detalla a continuación. [9]

La Figura 7 muestra el comportamiento de un pórtico de momento sujeto a una carga sísmica. Como se puede observar, a medida que se aumenta la carga, la estructura deja de responder de manera elástica y se empiezan a formar rótulas plásticas de manera secuencial, hasta llegar a su resistencia máxima, V_y , y formar un mecanismo inestable. [9]

El estudio del comportamiento inelástico de la estructura se realiza mediante un análisis de historial de respuesta, que captura la formación de rótulas plásticas en la medida que la carga lateral aumenta. Si bien NEC-2015 permite diseñar una estructura con este método, eso no siempre es posible, debido al nivel de complejidad de los modelos computacionales requeridos para esto. En su lugar, la estructura puede ser estudiada y diseñada con un análisis elástico, al cual se aplican los factores de desempeño, R , Ω_0 y C_d , para capturar el comportamiento inelástico del sistema. [9]

Con estos antecedentes, en primer lugar, se determina la carga de diseño, $V_s = V_E / R$, donde V_E se determina en función del espectro de diseño, de acuerdo a NEC-SE-DS. El factor de modificación de respuesta, R depende de la ductilidad, sobre resistencia y redundancia disponible en la estructura de acero y depende del tipo de sistema utilizado para resistir el sismo. Por ejemplo, para pórticos de momento especiales, pórticos con arriostramientos concéntricos y pórticos con arriostramientos excéntricos, $R = 8$. Lo cual significa que en lugar de diseñar una estructura capaz de resistir la carga V_E , cuyas proporciones y costo serían inadmisibles, se puede diseñar una estructura para que resista un octavo de V_E y que se va a deformar plásticamente durante un sismo mayor. Conocido V_s , se analiza la estructura con un modelo elástico, sin necesidad de capturar las propiedades inelásticas de la estructura y se dimensiona los componentes utilizando las fuerzas internas calculadas. Siendo esto posible, debido que la energía de deformación producida por V_E en la Estructura 1 es aproximadamente igual a la producida por esta misma carga en el Estructura 2 cuando se deforma plásticamente. [9].

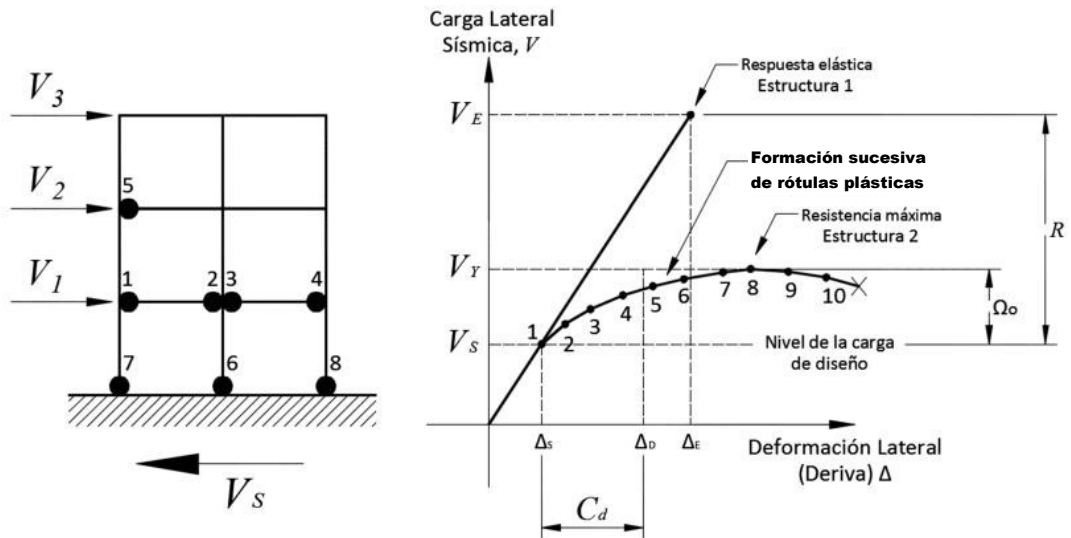


Figura 8. Ilustración de los factores de desempeño [9]

En lo referente a las deflexiones, las derivas calculadas con la carga reducida, V_s deben ser multiplicadas por el factor de amplificación de deflexiones, C_d . Así, los límites de deriva especificados como el 2% de la altura del piso se comparan con $\Delta_D = C_d \Delta_s$ para verificar que la estructura no exceda los valores de deriva permisibles. [9]

También, se debe tener en cuenta el factor de sobre resistencia, Ω_o . Éste es utilizado para asegurar que la disipación de energía por deformación plástica se dé en los elementos estructurales destinados para aquello y no en otros elementos que puedan comprometer la estabilidad del sistema. Siendo ejemplo de ello, el pórtico de la Figura 8, lo deseable es que las rótulas plásticas ocurran en las vigas y no en las columnas, o peor aún, que sean las conexiones las que fallen. El factor Ω_o multiplica al efecto producido por el sismo que se obtiene del análisis estructural, para dimensionar los elementos que no deben estar sujetos a deformaciones plásticas. En el caso del pórtico mencionado, las columnas se diseñan considerando en la combinación de carga correspondiente el factor amplificado del sismo, $\Omega_o E$ (ej., $1,2D + 0,2S_{DS}D + 0,5L + \Omega_o E$). Esto asegura que, dado el sismo de grandes proporciones, las columnas permanecerán como elementos elásticos y que la viga se deformará de manera dúctil [9].

La Figura 9 muestra en resumen los conceptos discutidos en esta sección para el diseño sismorresistente de una estructura de acero. Primero, se calcula V_E aplicando los criterios de NEC-SE-DS y subsecuentemente, la carga cortante de diseño, $V_s = V_E/R$. El factor de modificación de respuesta, R se lo determina de NEC-SE-DS, Tabla 16, dependiendo del sistema utilizado para la estructura de acero. A continuación, se realiza un análisis estructural elástico, que determine las fuerzas internas en los elementos y las deflexiones producidas por las cargas sísmicas. Los valores de las derivas obtenidas de este análisis se multiplican por el correspondiente factor C_d para obtener las derivas del sistema inelástico y compararlas con el valor máximo permisible de 0,02 veces la altura del piso. [9]

Posteriormente, se diseñan los componentes para que tengan la resistencia necesaria y un desempeño esperado. En el caso de la Figura 9, las columnas del pórtico deben permanecer esencialmente elásticas, por lo que para verificar su resistencia, se utiliza el efecto del sismo considerando la sobre resistencia, es decir, $\Omega_0 E$. [9]

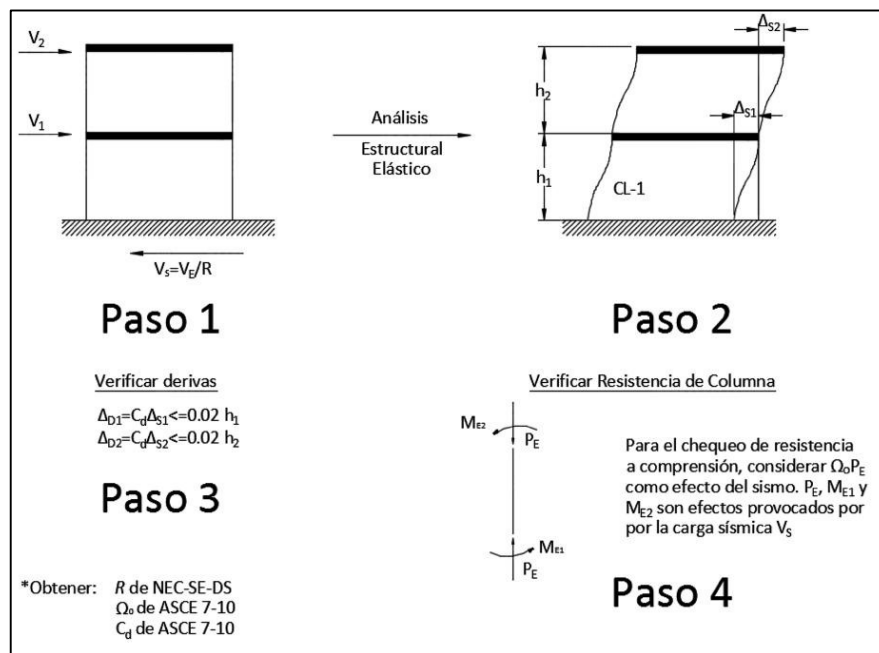


Figura 9. Metodología de diseño y pasos a seguirse para diseñar un sistema de resistencia a carga sísmica [9]

Se debe destacar que el procedimiento mostrado en la Figura 8 sirve únicamente para ilustrar el concepto detrás de cada uno de los factores de desempeño y no incluye todos los chequeos que deben realizarse en el momento de diseñar una estructura. Por

ejemplo, un pórtico resistente a momentos tiene varias particularidades que deben ser consideradas. [9]

Es preciso indicar que la actual NEC contiene los factores de modificación de respuesta, R , pero no los factores de amplificación de desplazamientos, C_d , ni los factores de sobre resistencia, Ω_o . Por esta razón, actualmente R se determina de acuerdo a la NEC-SE-DS y los otros dos coeficientes, Ω_o y C_d , se los puede obtener de ASCE 7-10 (ASCE, 2010). [9]

2.2.4. Tipos de Sistemas Sismorresistentes Utilizados en Edificios de Acero Estructural

2.2.4.1 Pórticos Resistentes a Momento

Los pórticos resistentes a momento, o pórticos de momento, poseen la conexión entre vigas y columnas con conexiones rígidas. La resistencia a cargas laterales se da por flexión y cortante en vigas y columnas, es decir, por acción de pórtico. La principal fuente de ductilidad proviene de la formación de rótulas plásticas en las vigas. La Figura 10 muestra un pórtico de momento sujeto a cargas sísmicas. Según se puede observar en la figura, la carga lateral forma rótulas plásticas en las vigas, mientras que las columnas permanecen elásticas, excepto en la base del pórtico. De igual manera, las conexiones son lo suficientemente resistentes, de modo tal que su capacidad estructural no se ve afectada considerablemente. [9]

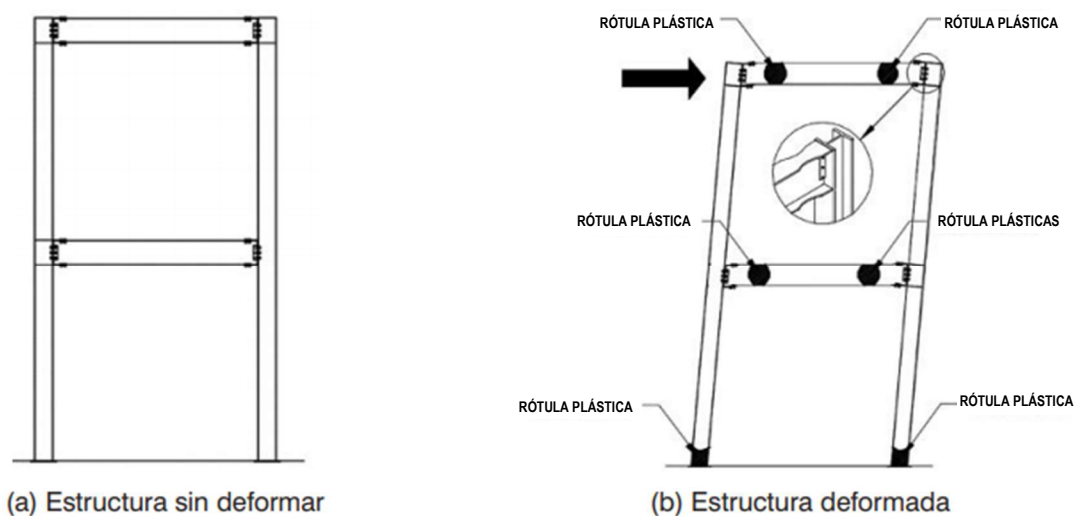


Figura 10. Comportamiento de un pórtico resistente a momento sometido a cargas sísmicas [9]

2.3. La mampostería como panel de relleno constructivo

Un muro de mampostería es el conjunto formado por piezas de mampostería, mortero, y en algunos casos con acero de refuerzo interior. Adicionalmente puede alojar diversos elementos sin resistencia estructural, pero que pueden alterar el comportamiento de la pared, tales como vanos de puertas, ventanas y ductos así como instalaciones hidráulicas y eléctricas. El acabado del muro carece de importancia para fines del comportamiento, a menos que se trate de una capa armada adecuadamente y con un material resistente como puede ser concreto reforzado con malla o fibra de carbono. Las propiedades índices de un muro de mampostería son:

f_m : resistencia a compresión

f_{vm} : resistencia a compresión diagonal

E_m : módulo de elasticidad de la mampostería

G_m : módulo de cortante.

Tradicionalmente se ha hecho énfasis en la resistencia a compresión, sin embargo, la resistencia a compresión diagonal es el parámetro principal en la determinación de la resistencia ante carga lateral.

2.3.1. Estudios en materiales utilizados para los muros de mampostería

Monteagudo et al [11], estudian la influencia del espesor de la junta de mortero en la capacidad de resistencia de la mampostería de ladrillo bajo cargas de compresión al ser un elemento comúnmente utilizado en edificaciones; por lo cual realizan un análisis experimental en el cual fabricaron tres ejemplares de junta para cada espesor de lecho de mortero (5, 10 y 15mm). La dimensión de las columnas era de 235x235x800mm, mientras que la dimensión de las paredes era de 750x115mm en vista de planta, utilizando ladrillos de arcilla comerciales, mismos que fueron sometidos a la prueba de compresión uniaxial y, simultáneamente, se registraron mediciones de UPV, martillo Schmidt y extensómetros. La altura de las paredes variaba entre 650 y 830 mm. Además, se han realizado medidas con extensómetros y esclerómetro. Los resultados obtenidos muestran que a menor espesor de junta (5mm) se obtiene una mayor carga de rotura ($20.5 \text{ N/mm}^2 = 2090.4 \text{ kg/cm}^2$) y mayor valor de la velocidad

de pulso ultrasónico, concluyendo también sobre los ensayos, que el registro con ultrasonidos muestra una buena correlación con las medidas extensométricas y permite una eficaz detección del agrietamiento interior del material durante el proceso de rotura.

2.3.2. Tipos de relleno de mampostería

En la investigación realizada por Tena A.[12], ante la necesidad de simplificar diseños de mampostería aisladas sísmicamente, evalúan un método simplificado propuesto en el Manual de Obras Civiles de CFE de México, combinándolo con el diseño del sistema de aislamiento sísmico del método estático de los reglamentos de los Estados Unidos, ejemplificando su propuesta en el diseño de una estructura tipo, con lo que pretende llegar a diseños seguros mediante análisis dinámicos no lineales ante la acción de una familia de registros de aceleración asociados al espectro de diseño sísmico.

Se tiene la planta tipo del módulo del proyecto de un edificio de cuatro pisos con altura típica de entrepiso de 2.7 m. La estructura es de mampostería confinada de tabique de barro de 12.5 cm de espesor, construida con mortero tipo I al cual se le aplicaron 16 pares de registros de aceleración registrados en estaciones ubicadas en terreno firme o roca que corresponden a ocho sismos distintos con magnitudes $M > 6.4$; este análisis se realizó en el programa 3D-Basis modelando una estructura de cortante en 3D, para la cual se consideraron 12 modos de vibración de la estructura.

Con los análisis efectuados, se confirma que el proyecto de aislamiento sísmico es satisfactorio, dado que los desplazamientos dinámicos máximos demandados en el sistema de aislamiento son menores al desplazamiento total de diseño que se puede acomodar. Además, con los resultados se verificó que la estructura por encima del sistema de aislamiento sísmico responde con desplazamientos máximos entre azotea y el plano de aislamiento prácticamente despreciables, así como las distorsiones de entrepiso máximas se encuentran por debajo del límite 0.15%. Por otra parte, también se obtuvieron resultados favorables en aceleraciones, cortante nominal resistente, desplazamientos dinámicos máximos y capacidad a cortante del sistema de aislamiento.

2.3.3. Influencia de Rellenos existentes

Según Páez, [14] los rellenos existentes de mampostería tendrán una influencia significativa en la resistencia y las derivas laterales de una edificación. En algunas ocasiones, el movimiento de estos rellenos puede mejorar las capacidades globales de disipación de energía de un sistema. Cuando se considera un esquema particular de rehabilitación, estos elementos deben ser incluidos en el análisis estructural.

La mayoría de edificios aporricados de concreto son de mediana a gran altura, y cuentan con sistemas de resistencia a cargas gravitacionales y paredes perimetrales de mampostería. Debido a que los pórticos con rellenos tienden a ser perceptiblemente más rígidos que los pórticos solos, los rellenos son probablemente los elementos principales de resistencia de fuerza lateral del edificio.

La localización del relleno varía relativamente con el pórtico y con las conexiones entre ellos. Comúnmente, los muros interiores se apoyan sobre las vigas y el muro de fachada se apoya en una placa o un ángulo de acero en voladizo. Las unidades de mampostería se pueden construir en pleno contacto con el pórtico circundante, o pueden existir espacios entre ellos. Los rellenos de mampostería pueden llenar uno o más espacios y pisos en un pórtico, aunque esta condición es probable solo en las paredes interiores del edificio. Comúnmente, los rellenos de mampostería son de altura parcial, o con aberturas para ventanas y/o puertas. El arreglo de los paneles de relleno a lo largo de la altura y la planta del edificio, puede tener gran influencia en la respuesta global de la estructura ante un sismo. Esto ocurre, por ejemplo, cuando el pórtico no tiene rellenos en el lado de la calle de un edificio, pero se rellena a lo largo de otros pórticos. En esta situación, hay la posibilidad que la asimetría resultante produzca gran daño debido a la respuesta torsional del edificio. Otro caso es la carencia de rellenos en el nivel más bajo de piso, que puede dar lugar a una configuración poco favorable de piso débil. [15]

2.3.4. Modelación de muros confinados por marcos

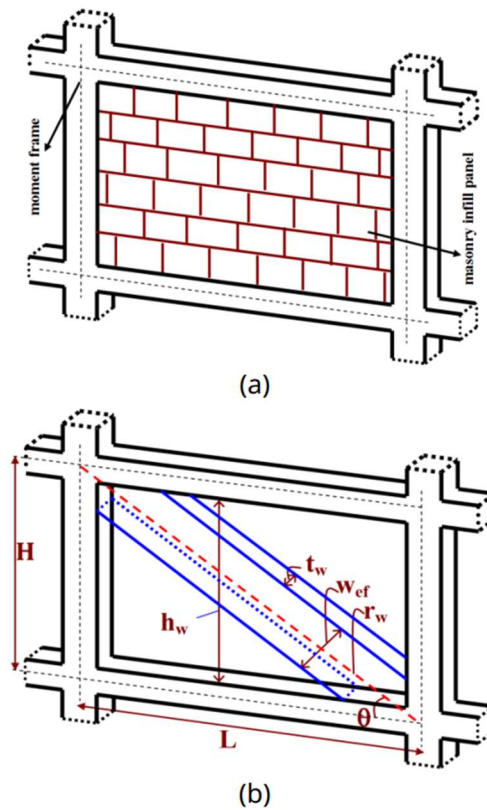


Figura 11. Modelos para muro de relleno de mampostería [3]

Los muros de relleno de mampostería se pueden modelar usando un modelo continuo refinado o un modelo de puntal equivalente como se muestra en la Fig. 10, respectivamente. El primero es simple, pero es teóricamente débil. El modelado de la rigidez no lineal equivalente del muro de relleno usando puntales diagonales no es simple, especialmente cuando existen algunas aberturas en la pared. El último método basado en el modelo continuo puede proporcionar una representación computacional precisa de los aspectos tanto del material como de la geometría, si las propiedades y las fuentes de no linealidad de la mampostería se definen cuidadosamente (Hao et al. 2002). [3]

En este estudio realizado por Dilmac et al., el muro de relleno se modela usando puntales diagonales como se indica en la Fig. 11(b). El ancho de la pared de relleno se tiene en cuenta mediante la ecuación. 1.

$$w_{ef} = 0.175. (\lambda_w H)^{-0.4} - 0.4. r_w \quad (1)$$

donde, W_{ef} es el ancho de la pared de relleno, H es la altura del piso, r_w es la longitud diagonal de la pared de relleno y λ_w es el factor de rigidez. El factor de rigidez del muro de relleno de mampostería se tiene en cuenta mediante la ecuación. 2)

$$\lambda_w = \left[\frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4E_c I_c h_w} \right]^{0.25} \quad (2)$$

donde, t_w es el espesor de la pared de relleno, θ es el ángulo de la diagonal a la horizontal en grados, h_w es la altura del muro de relleno, L es la longitud de la luz del puntal diagonal equivalente, I_c es el momento de inercia de la columna, E_c y E_w son el módulo de elasticidad del hormigón y el muro de relleno, respectivamente. E_c y E_w están dados en la Ecuaciones 3 y 4, respectivamente. [3]

$$E_c = 5000 \sqrt{f_{co}} \quad (3)$$

Dónde f_{co} es la resistencia a la compresión del hormigón en MPa

$$E_w = 1000 \text{ MPa} \quad (\text{TEC}, 2007) \quad (4)$$

Por su parte, Días et al. [13] señalan que las curvas de capacidad de los elementos estructurales se pueden ser representadas como curvas multilineales. Se observó que Los muros de mampostería confinada presentan diferentes estados límites, por elasticidad, el agrietamiento, la cedencia, el máximo y el último punto, como se muestra en la Figura 12. En este sentido, las formulaciones propuestas se pueden utilizar para construir la curva de capacidad, sin embargo, sus deformaciones son necesarias; debido a que representan derivas en el punto de fisuración, fluencia máximo y último punto son agrupados por tipo de unidad de mampostería, usando datos experimentales recopilados por Sugano et al. y Cárdenas et al. y que se han actualizado en este estudio.

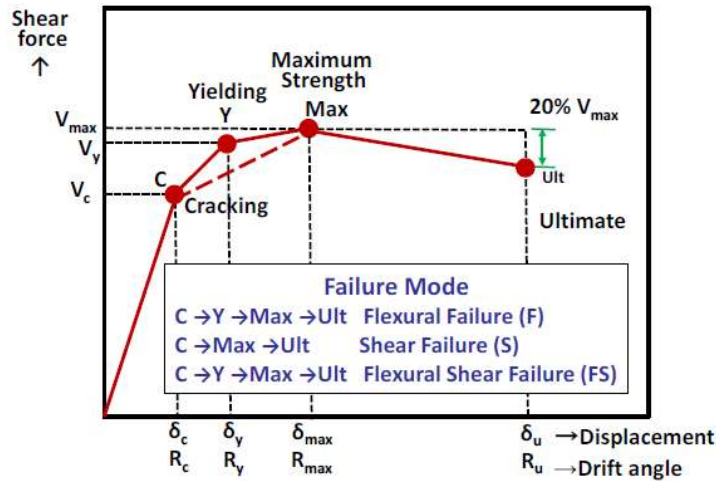


Figura 12. Comportamiento de paneles de mampostería contra fuerzas laterales [13]

La curva de capacidad basada en modelos tetralineales puede mejorar el comportamiento de histéresis de la mampostería confinada, hay modelos de histéresis que usan cuatro líneas, como el modelo de histéresis de deslizamiento trilineal degradante que fue adaptado por el profesor Saito. [13]

Después del estado elástico, aparecen ligeras grietas diagonales en mampostería y media parte inferior de tirantes; el límite de este estado se llama punto de fluencia, dentro de este estado se observa un pequeño cambio de rigidez. Más allá del punto de fluencia, a medida que aumenta la carga lateral, se agrietan módulos en mampostería y las columnas crecen hasta que la pared alcanza la fuerza máxima; el límite de este estado se llama punto máximo; dentro de este estado se observó un cambio significativo en la rigidez. Más allá de punto máximo, la mampostería se daña drásticamente, y las columnas de amarre toman casi toda la carga lateral, por lo tanto, hay un alta tasa de reducción de la fuerza de restauración en el elemento hasta su fracaso; entonces, la deformación es controlada tomando como límite una reducción del 20% de la fuerza máxima en la fuerza restauradora; el límite de este estado es llamado punto último; dentro de este estado se observa: la variación de pendiente casi horizontal a pendiente negativa en el curva de capacidad. [13]

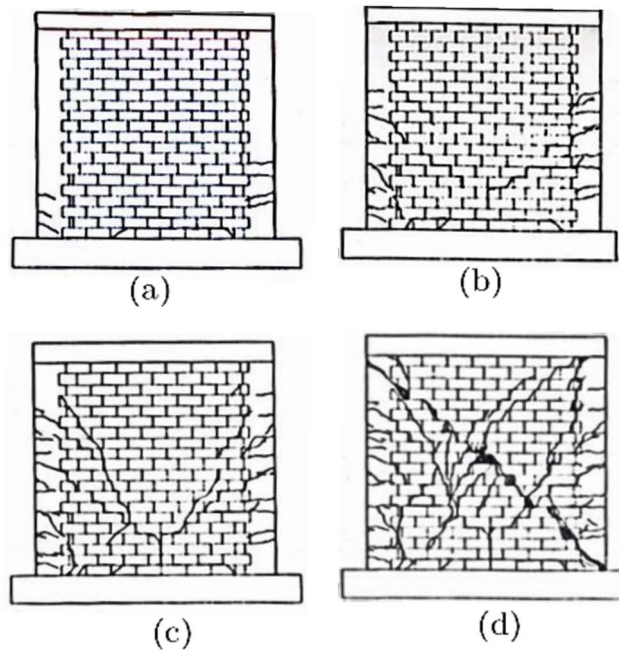


Figura 13. Estados de daño en muros de mampostería confinada. (a) estado elástico, (b) estado posterior al agrietamiento, (c) estado de fluencia, (d) estado último. [13]

La Figura 14 muestra una de las curvas de histéresis experimentales y sus correspondientes modelos analíticos. Se observó que el comportamiento de los muros de mampostería confinada bajo cargas laterales puede ser asimétrico. Sin embargo, el modelado de histéresis se mejora aplicando el modelo tetralineal.

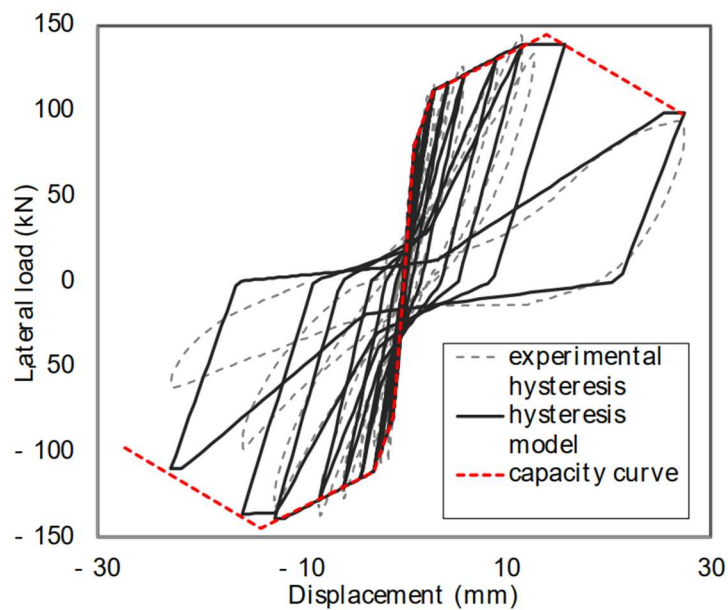


Figura 14. Modelos tetralineales calibrados [13]

Conforme el gran número de experimentos en muros de mampostería confinados, se propone desarrollar un modelo analítico basado en resultados experimentales; por lo cual presentan un modelo analítico de la curva de capacidad para muros con diferentes tipos de unidades de mampostería, tales como ladrillos huecos industriales, ladrillos macizos artesanales y ladrillos tubulares, para el estudio se han considerado específicamente 42 ensayos de carga cíclica en muros de mampostería, y sus pruebas respectivas en componentes de mampostería, como la prueba de carga axial y de tensión diagonal. [13]

Los valores experimentales, se agrupan en términos de relación de: esfuerzo cortante en el punto de agrietamiento, de esfuerzo cortante en el punto de fluencia, de esfuerzo cortante en el máximo punto y de esfuerzo cortante en el punto último. Con los resultados obtenidos se observa que la relación esbeltez y esfuerzo cortante no tiene tendencia definida; sin embargo, este parámetro debe estar entre 0,6 y 1,3 para aplicar estas formulaciones, así también la relación de acero longitudinal tiene una influencia muy pequeña en la relación de esfuerzo cortante en el punto de agrietamiento y fluencia, porque cuando el muro de mampostería confinado deja su estado elástico, la mampostería y el confinamiento dado por los estribos de los pilares y la carga axial trabajan más que otros elementos. [13]

2.3.5. Fuerzas sísmicas fuera del plano del muro

Dakhakhni et al. [14] dentro de su investigación citan la teoría de Saneinejad y Hobbs (1995) quienes demostraron que para los elementos de la estructura de acero rellenos de paneles de hormigón plano, los puntos de máximo desarrollo dentro de los elementos de la estructura se encuentran aproximadamente al final de las longitudes de contacto, y están localizados a distancias de la conexión viga-columna dadas por las siguientes ecuaciones:

$$\alpha_c h = \sqrt{\frac{2(M_{pj} + \beta_c M_{pc})}{\sigma_c t}} \leq 0.4h \quad (5)$$

$$\alpha_b l = \sqrt{\frac{2(M_{pj} + \beta_b M_{pb})}{\sigma_b t}} \leq 0.4l \quad (6)$$

dónde, α_c es la relación entre la longitud de contacto de la columna y la altura de la columna y α_b es la relación entre la longitud de contacto de la viga y la luz de la viga; h es la altura de la columna y l es la luz de la viga.

M_{pj} es el mínimo de la capacidad de momento plástico de la columna, de la viga o de la conexión, denominada capacidad de momento plástico de la unión ; M_{pc} y M_{pb} son las capacidades de momento plástico de la columna y la viga, respectivamente; σ_c y σ_b son las tensiones de contacto normales en la cara de la columna y la viga respectivamente; β_c y β_b son las relaciones entre el momento de campo elástico máximo desarrollado dentro de la altura de la columna a M_{pc} y que se desarrolló dentro del tramo de la viga para M_{pb} respectivamente; y finalmente t es el espesor del panel. Vale la pena mencionar que estas longitudes de contacto no son constantes y varían a lo largo del historial de carga.

Resumiendo, las suposiciones y simplificaciones de su estudio con todas las consideraciones, se sugiere que las distancias desde la conexión viga-columna hasta los puntos de momentos máximos de campo en las columnas y vigas del pórtico (que también son aproximadamente las longitudes de contacto) se den mediante las ecuaciones 7 y 8 respectivamente.

$$\alpha_c h = \sqrt{\frac{2 (M_{pj} + 0.2 M_{pc})}{t f'_{m-0}}} \leq 0.4h \quad (7)$$

$$\alpha_b l = \sqrt{\frac{2 (M_{pj} + 0.2 M_{pb})}{t f'_{m-90}}} \leq 0.4l \quad (8)$$

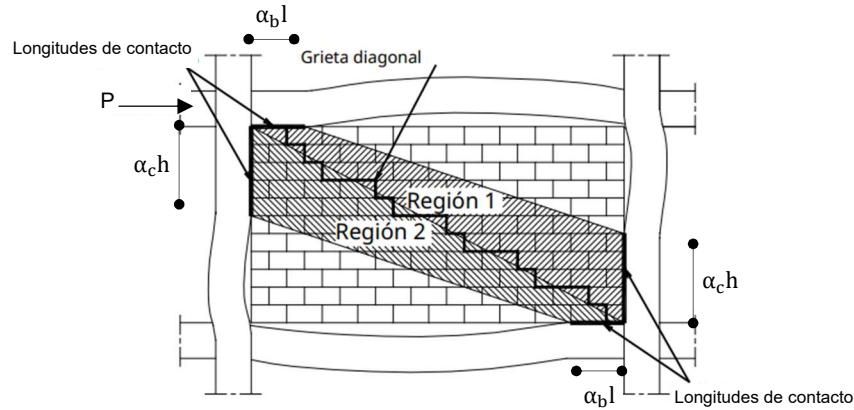


Figura 15. La separación del panel de relleno en dos regiones diagonales. [14]

Con referencia a la Fig. 15, es más práctico usar elementos de puntal en lugar de placa para representar las dos regiones del panel. Suponiendo que la región diagonal equivalente uniformemente cargada del panel tiene un área igual a A , donde A se determinará más adelante, por lo tanto, cada región del panel que se muestra en la Fig. 15 tendrá un área $=A/2$. Además, suponiendo una distribución uniforme de la tensión de contacto a lo largo de las áreas de contacto, cada región será reemplazada por dos puntales, cada uno de área $A_1=1/2(A/2) =A/4$, ubicado al principio y al final de la longitud de contacto. Combinando los dos puntales que conectan las esquinas cargadas, de las dos regiones, en un puntal de área $A_2=2A_1=A/2$ da como resultado representar todo el panel por tres puntales, un puntal superior que conecta la viga superior con la columna derecha con área $A_1=A/4$, un puntal central que conecta las dos esquinas cargadas con área $A_2=A/2$, y finalmente un puntal inferior de área $A_1=A/4$ conectando la columna derecha con la viga inferior, donde $A=2A_1+A_2$. El modelo geométrico propuesto para un CMISF (Pórticos de acero rellenos con Mampostería de hormigón) típico se muestra en la Fig. 16. [15]

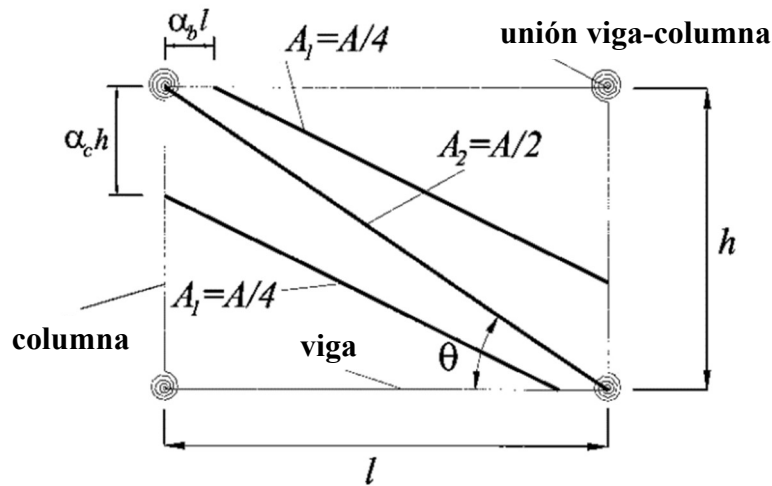


Figura 16.El Modelo CMISF Propuesto [15]

Saneinejad y Hobbs (1995) reemplazaron el panel por un solo puntal con un área A_d dada por:

$$A_d = \frac{(1 - \alpha_c)\alpha_c h t \frac{\sigma'_c}{f_c} + \alpha_b l t \frac{\tau_b}{f_c}}{\cos \theta} \quad (9)$$

dónde, f_c es la resistencia mínima del hormigón para tener en cuenta el estado último de diseño; θ es definido como $\tan^{-1} \theta = (h/l)$; y τ_b es un esfuerzo cortante uniforme equivalente desarrollado en la viga interfaz de relleno y se define como $\tau_b = \mu \sigma_b$.

Nuevamente basado en la discusión anterior, se sugiere despreciar el término τ_b en la ecuación 9. Además, dado que este estudio trata sobre el comportamiento de marcos rellenos hasta la falla, no se empleó ningún factor de reducción de material. Entonces se supondrá que f_c alcanzará su valor máximo para la mampostería paralela a la junta del mortero. Con base en lo anterior, se sugiere que el área total de los puntales diagonales, A , debe ser calculado por:

$$A = \frac{(1 - \alpha_c)\alpha_c h t}{\cos \theta} \quad (10)$$

2.3.6. Modelos analíticos para el relleno

2.3.6.1 Micro-modelado

El enfoque de micromodelado considera el efecto de las juntas de mortero como elemento discreto en el modelo. Teniendo en cuenta el hecho de que las juntas de mortero son el plano más débil en una mampostería muro de relleno, este enfoque puede considerarse el más exacto. Según Lourenço (2002) y Asteris y Tzamtzis (2003), los procedimientos de micromodelado se pueden resumir en dos refinamientos diferentes para muros de mampostería: [16]

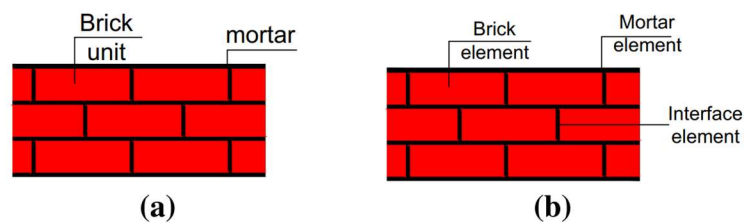


Figura 17. a) Muestra de muro de relleno de mampostería, b) Estrategia detallada de Micromodelado [16]

Micro-modelado, simplificado donde las unidades expandidas son representadas por elementos continuos y las propiedades de los morteros y la interfaz ladrillo-mortero se agrupan en un elemento común (Fig. 17a) y micromodelado detallado (Fig. 17b), donde se representan las unidades de ladrillo y el mortero por elementos continuos y la interacción ladrillo-mortero está representada por diferentes elementos continuos, lo que conduce a resultados precisos y a un intensivo requerimiento computacional (Asteris et al. 2013). [16]

Mallick y Severn (1968) comenzaron en 1967 a aplicar el método de elementos finitos para modelar estructuras de marcos rellenos. Dependiendo de las características compuestas de los marcos rellenos, se requieren diferentes elementos en el modelo como por ejemplo vigas o elementos continuos para el marco circundante, elementos continuos para los paneles de relleno y elementos de interfaz para representar la interacción entre el marco y el panel. La principal ventaja de la micro-modelado es que

el comportamiento en el plano de los marcos rellenos tiene en cuenta los efectos locales relacionados con fisuración, trituración e interacción por contacto. [16]

2.3.6.2 Macro-modelado

Los muros de relleno de mampostería se pueden analizar a través de macromodelos simplificados que utilizan diferentes estrategias, que van a partir de modelos muy simples como el modelo de Puntal equivalente a modelos mucho más complejos como el modelo de puntal doble y triple como se ilustra en la Fig. 3a-c, respectivamente (Crisafulli 1997a). [16]

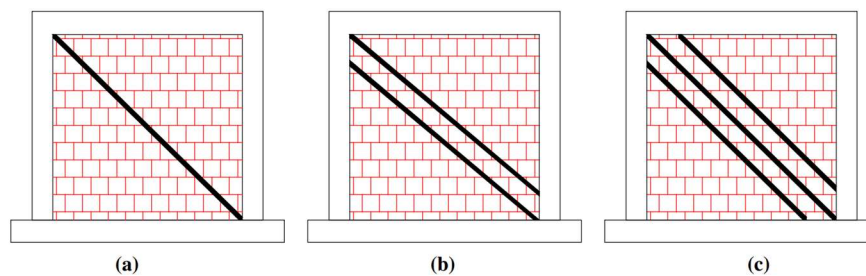


Figura 18. Diferentes estrategias de macromodelado. a) Modelo de un solo puntal, b) Modelo de doble puntal y c) Modelo de puntal triple. [16]

Posteriormente, a través de los resultados obtenidos se hace evidente que usar un solo puntal fue insuficiente para modelar el todo el comportamiento del panel de relleno. Las fuerzas cortantes y el momento de flexión en los miembros del marco no pueden ser dados adecuadamente utilizando un solo puntal conectado a las dos esquinas cargadas. Diferentes macro-modelos complejos fueron propuestos en base al número de puntales diagonales que tiene la principal ventaja de representar el comportamiento real del panel de relleno cuando se somete a acciones sísmicas. [16]

Varios autores realizaron algunos estudios que aportaron a la implementación del modelado; entre los cuales, los últimos que destacan son Rodrigues et al., quienes propusieron un macro-modelo simplificado que es una actualización del modelo de puntal de compresión bi-diagonal equivalente (como se muestra en la Fig. 19), comúnmente utilizado para simular el comportamiento no lineal de paneles de mampostería de relleno sujetos a cargas cíclicas y validar con los resultados

experimentales obtenidos. Cada el panel de mampostería está estructuralmente definido por cuatro puntales de soporte elementos con comportamiento rígido y un elemento de puntal central, donde se concentra el comportamiento histerético no lineal (Fig. 19). Este modelo macro particular considera cómo el daño en el plano en una dirección afecta al comportamiento de los rellenos en la otra dirección. Por lo tanto, la propuesta modelo representa con mayor precisión la respuesta global y disipación de energía durante la respuesta estructural. [16]

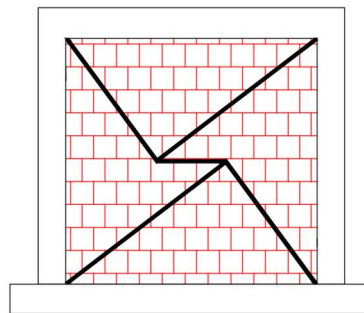


Figura 19. El macromodelo simplificado de Rodrigues et al. [16]

En este modelo Rodrigues et al., cada panel de relleno se define considerando cuatro elementos de puntal de soporte, con comportamiento rígido en el plano, y un elemento central, donde se concentra el comportamiento histerético no lineal en el plano, como se ilustra en la Fig.20 a, b. Las fuerzas desarrolladas en el elemento central son puramente de naturaleza de tracción o compresión cuando se someten a solicitaciones en el plano. La idealización del comportamiento monotónico no lineal del elemento central se caracterizó por una curva multilineal, definida por ocho parámetros (Fig.20c), que representa: (a) agrietamiento (fuerza de agrietamiento F_C y agrietamiento d_C); (b) fluencia (fuerza de fluencia F_y y desplazamiento de fluencia d_y); (c) resistencia máxima, correspondiente al inicio de la rotura ($F_{m\acute{a}x}$ y su correspondiente desplazamiento $d_{m\acute{a}x}$); (d) resistencia residual (F_u) y el desplazamiento correspondiente (d_u). Las reglas histéricas calibradas para los modelos de relleno están controladas por tres parámetros adicionales tales como: degradación de la rigidez— α , efecto de pellizco— β y degradación de la fuerza— γ . [16]

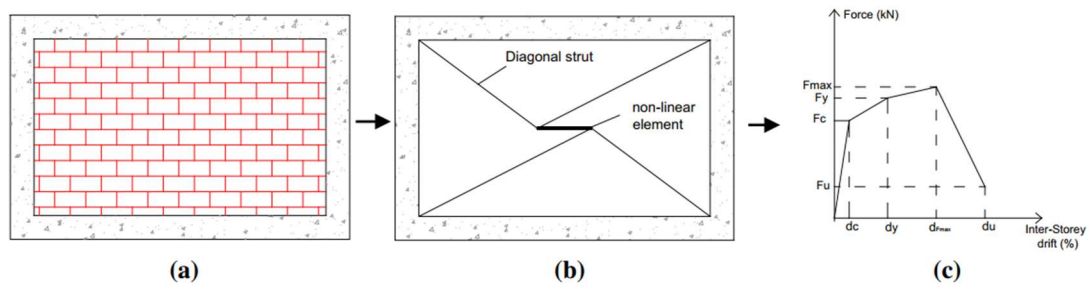


Figura 20. a) Macro-modelo, b) comportamiento histerético del material para la simulación de un panel de relleno de mampostería c) Curva de comportamiento monotónico de desplazamiento forzado [16]

Con la investigación propuesta por Furtado et al., se observó que los micro modelos nos permiten obtener resultados más precisos, sin embargo necesitan más exigencias computacionales. Los macromodelos pueden reproducir, con una buena aproximación, el comportamiento real de estos elementos no estructurales con menos requerimientos computacionales y tiempo. Una de las dificultades de los macromodelos es la de representar paneles de relleno con aberturas; observando también que los rellenos aumentaron la rigidez inicial y la resistencia máxima, y que la máxima deriva en los edificios se da siempre en el modelo sin rellenos en planta baja. [16]

En la presente investigación se emplea el método de Rodrigues, Varum y Costa, para la modelación de la mampostería, empleando diagonales rígidas y elementos tipo link con un comportamiento histerético experimental asignado, para analizar parámetros como propiedades de los materiales, rigidez, la respuesta estructural de la edificación, así como su desempeño.

Conclusiones parciales de la literatura científica:

Según la literatura científica consultada, el mayor desafío en el diseño de estructuras sismorresistentes de acero consiste en limitar o controlar los problemas de inestabilidad en miembros o zonas sometidas a compresión. Para dar respuesta a esta interrogante se realiza un análisis y comparación de los tipos de mampostería aislada y confinada. Según la mayoría de investigadores para solucionar esta problemática, en la actualidad se utiliza los métodos de comparación.

El método de puntal es estimado un procedimiento estático no lineal, y puede ser aplicado tanto para pórticos completamente rellenos como para paneles de mampostería parcialmente rellenos y con aberturas.

No existe en la documentación analizada un procedimiento para el diseño de mampostería se complemente con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC con cualquiera de los métodos de analizados. La solución para estos problemas de inestabilidad se encuentra en la evaluación comparativa de la mampostería desarrollada en la presente investigación.

Los resultados de la investigación finalmente constituyen un documento que permitirá a los profesionales del área, conocer la mejor manera, en la cual se pueda aprovechar las propiedades de los materiales para crear diseños más económicos y seguros.

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. Ubicación

El proyecto se efectuó en la ciudad de Ambato, provincia de Tungurahua; se localiza al centro de la Región interandina del Ecuador, a una altitud de 2580 m s. n. m.

La investigación fue desarrollada con soporte de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, ubicada en la ciudad de Ambato.

3.2. Equipos y materiales

El análisis se realiza a través de un proceso Analítico y utilizando como insumos los siguientes:

- Material Bibliográfico: Artículos científicos de revistas en línea o bases de artículos como Scielo o ScintDirect, además de libros y documentos disponibles de la Biblioteca de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato.
- Materiales de oficina: Papel, bolígrafos, escalímetro
- Equipos: Un computador e internet, Programas de Cálculo, Impresora,

Para el análisis analítico y la modelación estructural se consideró:

Tabla 2. Materiales empleados en la modelación y análisis

Material	Denominación /Características
Acero de miembros estructurales (columnas vigas / placa colaborante)	A572 Gr / A37
Hormigón (loseta)	280 kg/cm ²

3.3. Tipo de investigación

Investigación de Campo: con un estudio sistemático de los hechos, que en este caso se aplicará con la observación de las aplicaciones que tiene la mampostería en pórticos de estructura metálica.

Investigación Bibliográfica: Con el propósito de conocer y deducir diferentes enfoques, teorías, conceptualización y criterios de diversos autores sobre el tema analizado en el presente trabajo investigativo. Además, se ha tomado datos de referencia de algunos Códigos y Normas para la determinación de los modelos matemáticos.

Investigación Experimental: ya que se define la relación Causa- Efecto de la estructura analizada en el computador al realizar la aplicación del análisis

3.4. Prueba de Hipótesis - pregunta científica – idea a defender

Al comparar el uso de mampostería aislada o confinada en edificios de estructura metálica de mediana altura se determinará la incidencia de ésta en el comportamiento de los edificios ante eventos sísmicos.

3.5. Población o muestra

Se ha establecido cómo la población a 3 edificaciones de mediana altura de diferente configuración con las dos opciones de mampostería, con una altura de entrepiso de máximo 4,5 metros, se elaborará una configuración estructural regular que permita analizar específicamente las respuestas y efectos de la mampostería con las dos alternativas a comparar, ya que en las tres se podrá efectuar comparaciones generalizadas.

Al haberse establecido una población pequeña, en este caso la muestra es igual a la población, por lo cual se trabajará con los datos establecidos en todo el análisis, a través de la elaboración de un estudio no probabilístico y empleando la técnica de muestreo determinístico.

3.6 Recolección de información:

La metodología de recolección de datos, aplicada en la investigación inicia con la observación, apoyada en con un registro fotográfico de las edificaciones, que servirá para idealizarlo en un proceso Analítico modelando de acuerdo a las dimensiones establecidas en Planos de a las edificaciones seleccionadas para analizarlas a través de un Software de cálculo especializado. Además de aplicar los parámetros estipulados en las normativas ASCE 7, ASCE 41, ATC-40 y FEMA-356 y conceptos generales establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC – 2015, obteniendo como resultado las deformaciones, derivas y fuerzas resistentes de la estructura con la influencia de los dos tipos de mampostería en estudio, resultados con los cuales se pueda emitir las respectivas recomendaciones.

Para la presente Investigación se han considerado las 3 estructuras con sus respectivas plantas arquitectónicas de 4, 7 y 6 pisos, de las cuales se detallará la primera edificación seleccionada que corresponde a uno de 4 bloques de una estructura esencial de Ambato:

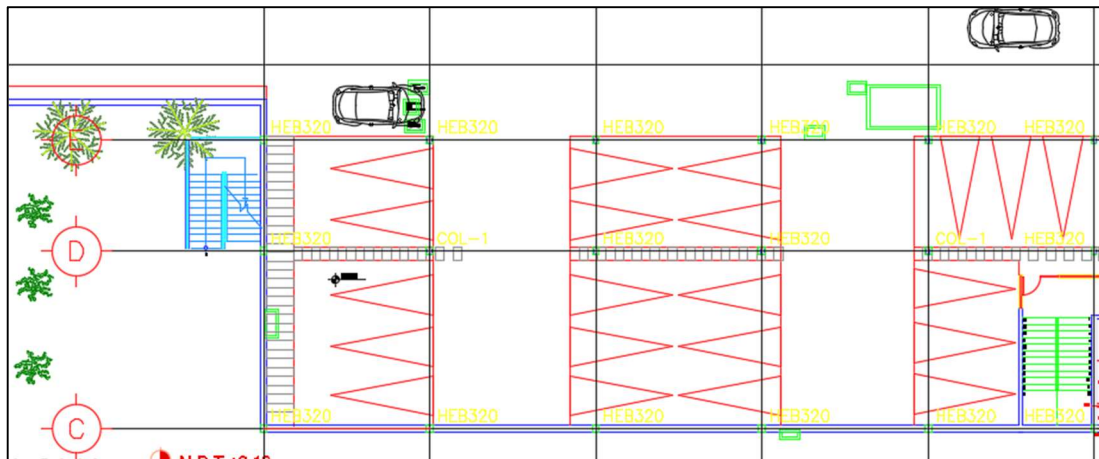


Figura 21. Nv.-3,32 de Estructura I [17]

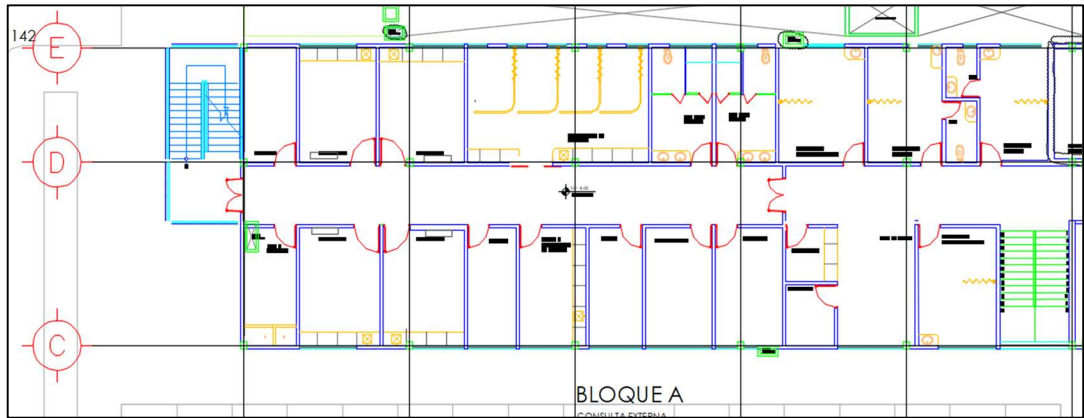


Figura 22. Nv.+0,18 de Estructura I [17]

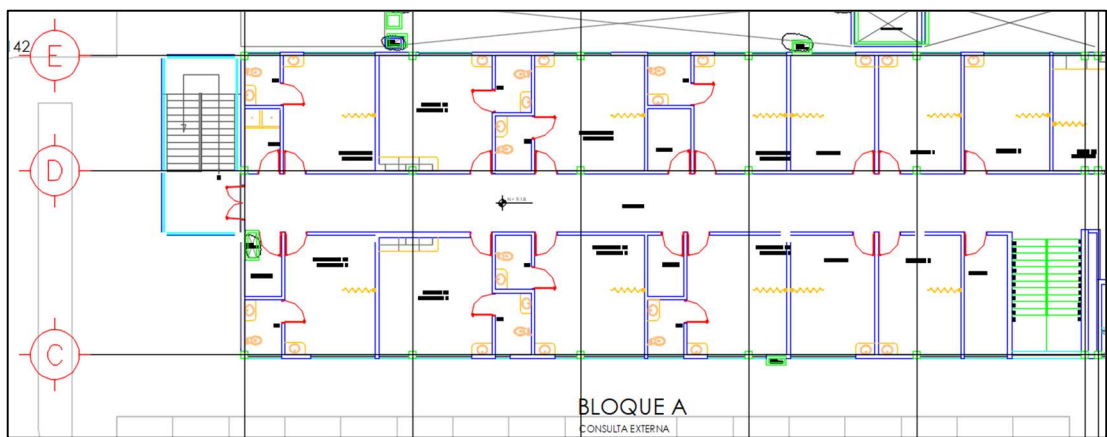


Figura 23. Nv.+4,68 de Estructura I [17]

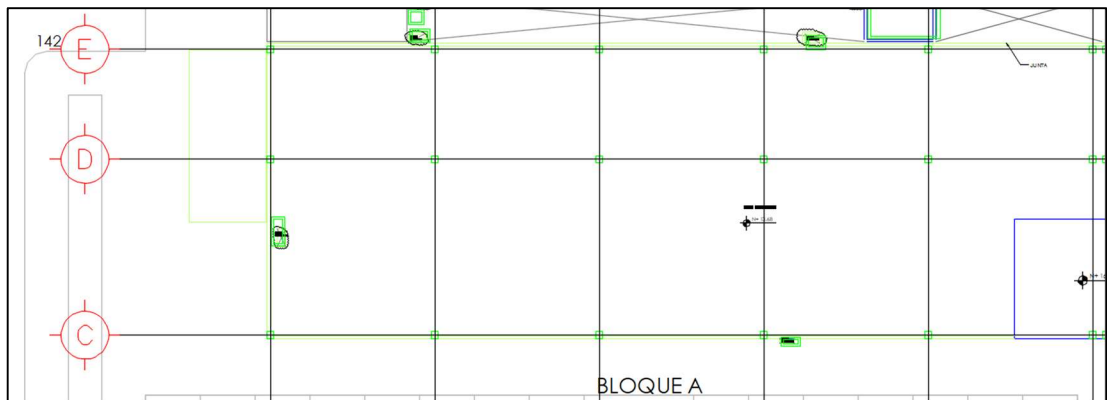


Figura 24: Nv.+9,18 de Estructura I [17]

En forma general se describen las actividades sintetizadas que contribuirán al logro de los objetivos proyectados:

- Recopilación de planos a considerar de la población analizada.
- Identificar métodos constructivos de mampostería en edificaciones de estructura metálica.
- Selección de edificaciones a modelar en programa de cálculo.
- Modelación de edificaciones con y sin mampostería, en software de cálculo de elementos finitos aplicando método de macromodelado.
- Identificar los efectos de la mampostería sobre la estructura, en cada uno de los casos de estudio.
- Establecer las recomendaciones pertinentes para uso de la mampostería confinada o aislada.

3.7 Procesamiento de la información y análisis estadístico:

Tomando en cuenta que la muestra analizada es pequeña y suficiente para efectuar comparaciones, por lo que el análisis se realiza al 100% de datos en estudio, sin utilizar un método estadístico específico para procesar, sin embargo, se considerarán algunos aspectos especiales para el procesamiento, como los siguientes:

Se procesó la información mediante la organización y agrupación de cada uno de los datos con las dos opciones de mampostería.

3.8. Variables respuesta o resultados alcanzados

Se obtuvo un resultado que ayudó a definir cuál de las dos opciones de mampostería genera más beneficios en el comportamiento global de las estructuras metálicas de las edificaciones de mediana altura, lo cual será determinado mediante los resultados de análisis mediante un software de cálculo, con el que se tienen datos claros de la respuesta estructural de las edificaciones.

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Determinación de las características de los modelos para el estudio analítico

En función de lo antecedentes investigativos citados, se pretende realizar un estudio analítico de la influencia de la mampostería sobre tres edificaciones de mediana altura, para lo cual se efectuó la modelación mediante un software de cálculo de elementos finitos, en el que se pueda representar los miembros estructurales y la mampostería, misma que a pesar de ser un elemento no estructural, en el caso de estar confinada entre pórticos podría alterar el comportamiento de los mismos.

4.1.1. Definición de propiedades de materiales

En el software de cálculo se procedió a definir los valores de los principales materiales utilizados para las 3 estructuras:

The figure shows two side-by-side dialog boxes from a software application. The left dialog, titled 'Material Property Data', contains the following information:

- General Data:** Material Name: ASTM A572 Gr50; Material Type: Steel; Directional Symmetry Type: Isotropic; Material Display Color: Yellow; Material Notes: Modify/Show Notes...
- Material Weight and Mass:** Specify Weight Density (selected) or Specify Mass Density. Weight per Unit Volume: 7849.05 kgf/m³; Mass per Unit Volume: 800.38 kgf-s³/m⁴.
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 20389019158 kgf/m²; Poisson's Ratio, U: 0.3; Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000065 1/F; Shear Modulus, G: 7841930445 kgf/m².
- Design Property Data:** Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data:** Nonlinear Material Data..., Material Damping Properties..., Time Dependent Properties...

The right dialog, titled 'Material Property Design Data', contains the following information:

- Material Name and Type:** Material Name: ASTM A572 Gr50; Material Type: Steel, Isotropic; Grade: (empty field).
- Design Properties for Steel Materials:** Minimum Yield Stress, Fy: 35153481.31 kgf/m²; Minimum Tensile Strength, Fu: 45699525.7 kgf/m²; Expected Yield Stress, Fye: 38668829.44 kgf/m²; Effective Tensile Strength, Fue: 50269478.27 kgf/m².

Both dialogs have 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Figura 25. Definición de las características del acero utilizado en la modelación

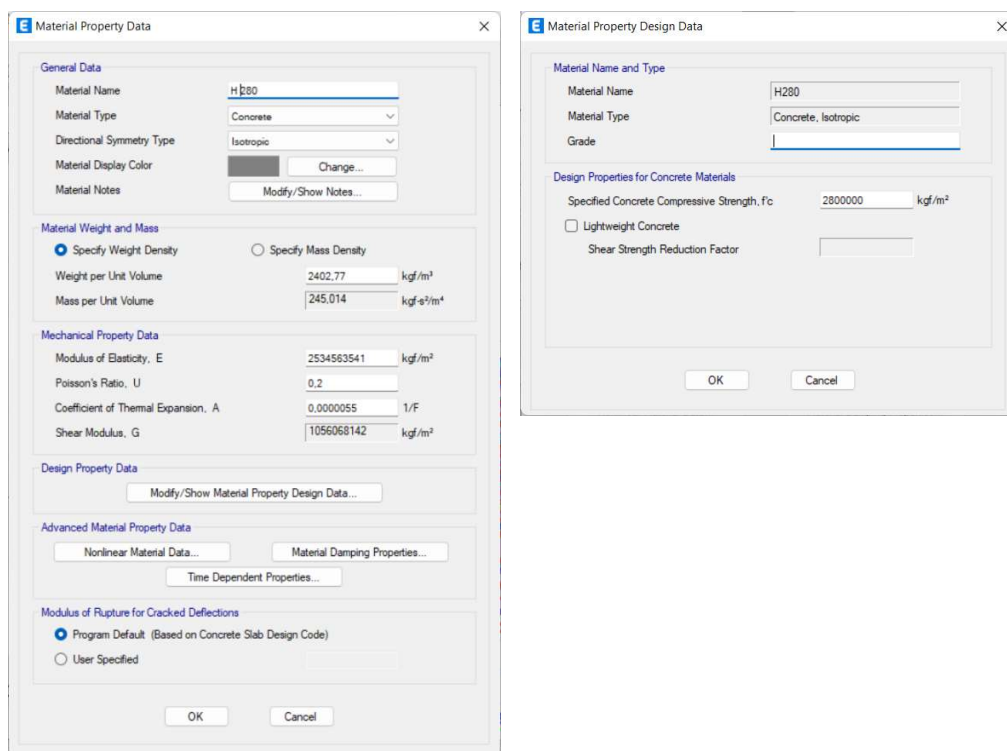


Figura 26. Definición de las características del acero utilizado en la modelación

4.1.2. Asignación de secciones a considerar para el análisis.

En función de los elementos existentes en cada edificación, se asignaron las secciones para columnas, vigas, losas y/o muros, teniendo los tres modelos con configuraciones diferentes en planta, elevación e incluso importancia según la NEC. (Ver Anexo 1).

Tabla 3. Elementos de las estructuras analizadas

<i>Muestra</i>	<i>Elementos</i>	<i>Sección</i>
<i>Estructura I</i>	Columnas	HE320B
	Vigas	IPE500 /IPE360/ IPE300
	Viguetas	IPE200
<i>Estructura II</i>	Columnas	600*600*20
	Vigas	IPE450
	Viguetas	IPE200
<i>Estructura III</i>	Columnas	550*550*18
	Vigas	IPE300
	Viguetas	IPE200

4.1.3. Cargas a considerar para análisis

Para la asignación de cargas de la estructura, se considera la carga viva recomendada por la NEC en la tabla 9 de la sección 4.2.1 del capítulo de Cargas no sísmicas de la norma, según el uso de la estructura, así como el peso de las paredes y acabados como carga muerta adicional de acuerdo a la distribución arquitectónica.

Para el análisis estático inicialmente se ingresan los valores de la carga sísmica en los sentidos X, Y con el valor de los coeficientes sísmicos calculados en función de la metodología expuesta por la NEC [18] para la obtención del período fundamental descrito en la sección 3.3 del capítulo de Peligro Sísmico.

a) Cargas Muertas adicionales:

Para la estructura esencial se realizó una cuantificación detallada del peso de la mampostería por piso, considerando los siguientes valores por tipo de pared, según las aperturas por puertas, ventanas, así:

Tabla 4. Cálculo de pesos de los distintos tipos de pared de acuerdo a la ubicación de aperturas

UBICACIÓN	TIPO	MAMPOSTERÍA Y MORTERO					VIDRIO/ PUERTAS					TIPO	TOTAL Kg/m
		m L	m h	m e	kg/m ³ d	kg cada m ppp	m L	m h	m e	kg/m ³ d	kg cada m ppp		
Antepecho	1'	1	1	0,15	1600	240	0	0	0	0	0	1'	240,00
Pared Fachada	1'	1	4,3	0,15	1600	1032	0	0	0	0	0	1'	1032,00
	1'	1	2,2	0,15	1600	528	0	2,1	0,36	1000	0	1'	528,00
	2	1	2,9	0,15	1600	696	1	1,4	0,008	2500	28	2	724,00
Pared Interiores	3	1	3,7	0,15	1600	888	1	0,6	0,008	2500	12	3	900,00
	1	1	3	0,15	1600	720	0	0	0	0	0	1	720,00
	1'	1	0,9	0,15	1600	216	1	2,1	0,36	1000	756	1'	972,00
	2	1	1,6	0,15	1600	384	1	1,4	0,008	2500	28	2	412,00
	3	1	2,4	0,15	1600	576	1	0,6	0,008	2500	12	3	588,00

Tabla 5. Cálculo de pesos por carga muerta adicional

Pesos muertos adicionales (kg/m ²)					
Niveles	Mampostería	Enlucidos	Recubrimientos	Total por Carga muerta adicional	
Nv. +0,18	218,45	17,48	69	304,93	kg/m ²
Nv. +4,68	273,56	21,89	69	364,45	kg/m ²
Nv. +9,18	252,71	20,22	69	341,93	kg/m ²
Nv. +13,68	37,08	2,97	69	109,05	kg/m ²

Se consideró un valor promedio de 350 kg/m², como valor promedio para mampostería, enlucidos y recubrimientos en todos los pisos a excepción de cubierta donde se asignó 100 kg/m²

Tabla 6. Cargas asignadas a las estructuras en pisos intermedios

<i>Muestra</i>	<i>Tipo de Carga</i>	<i>Valor</i>
<i>Estructura I</i>	Muerta	Peso propio de elementos
	Viva	300 kg/m ²
	Adicional de Carga Muerta	350 kg/m ²
	Sismo X, Sismo Y	Coefficiente Sísmico
<i>Estructura II</i>	Muerta	Peso propio de elementos
	Viva	300 kg/m ²
	Adicional de Carga Muerta	350 kg/m ²
	Sismo X, Sismo Y	Coefficiente Sísmico
<i>Estructura III</i>	Muerta	Peso propio de elementos
	Viva	300 kg/m ²
	Adicional de Carga Muerta	350 kg/m ²
	Sismo X, Sismo Y	Coefficiente Sísmico

4.1.4. Espectro sísmico de estructuras

Para el espectro sísmico, se ha establecido algunos parámetros sobre la ubicación de las edificaciones, específicamente sobre características del suelo y configuración de la geometría de las estructuras conforme la metodología propuesta por la NEC- SE- DS, se elaboró el espectro de diseño con los parámetros que se muestran a continuación:

a) Coeficiente de Importancia I

Tabla 7. Coeficientes de Importancia de acuerdo al uso [18]

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Tabla 8. Coeficientes de Importancia de las Estructuras Analizadas

Estructura	I	Uso - Categoría
I	1.5	Hospital - Esencial
II	1.0	Departamentos – Otras Estructuras
III	1.0	Edificio de Oficinas - Otras Estructuras

b) Factor de Reducción de Resistencia Sísmica (R)

El valor de R asumido es 7 para análisis estático /dinámico; sin embargo, este valor es adoptado como 1 para readecuación de estructuras donde se utiliza análisis no lineales sin asumir una ductilidad en el proceso, pues se trabaja con un espectro elástico según ASCE 41-17 [19].

c) Factor de la Zona Sísmica adoptada (Z)

De acuerdo al mapa de zonificación sísmica del Ecuador en la Sección 3.1.1 del NEC_SE_DS, NEC-15, se puede definir el factor de aceleración Z para la ciudad de Ambato en la zona sísmica V, con un valor de $Z=0.4$, para todas las estructuras para un sismo de 475 años de 10% de Probabilidad de excedencia en 50 años.

De la misma forma siguiendo las recomendaciones de la norma, en estructuras especiales se deberá verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico para:

No-colapso (nivel de prevención de colapso) ante un terremoto de 2500 años de período de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00004) *sismo del 2% de Probabilidad de excedencia en 50 años*. Para lo cual se dan cuatro diferentes niveles de terremotos en la NEC-SE-DS 4.3.2.

Tabla 9. Niveles de Amenaza Sísmica [18]

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno T_r (años)	Tasa anual de excedencia ($1/T_r$)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2 500	0.00040

Por lo que es preciso recurrir a las curvas de peligrosidad sísmica de la ciudad de Ambato, de la siguiente forma:

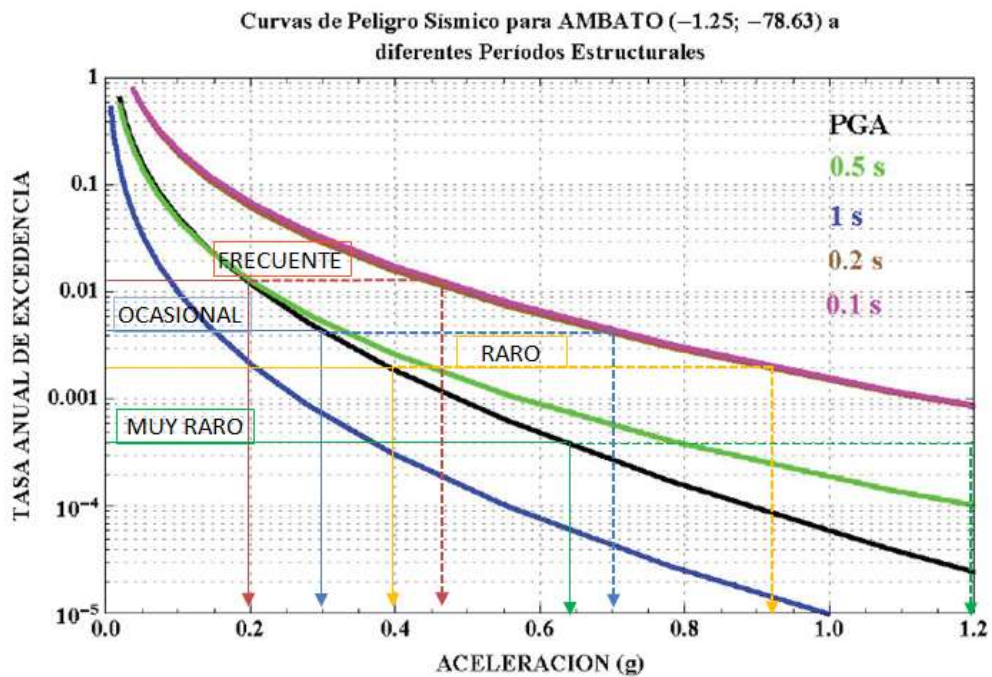


Figura 27. Curvas de Peligrosidad Sísmica Ambato [18]

Para ingresar a las curvas de peligrosidad sísmica se necesita el valor del período de la estructura y la tasa anual de excedencia

Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (11)$$

Donde

C_t y **h_n** Factores dados según el tipo de estructura

C_t 0.073 Estructuras de Acero con Arriostramiento,
 0.072 Estructuras de Acero sin Arriostramiento,
 0.049 Pórt. Especial H°A° con Muros Estructurales
 0.047 Pórt. Especial H°A° sin Muros Estructurales

α 0.75 Estructuras de Acero con Arriostramiento,
 0.80 Estructuras de Acero sin Arriostramiento,
 0.75 Pórt. Especial H°A° con Muros Estructurales,
 0.9 Pórt. Especial H°A° sin Muros Estructurales

h_n Altura máx. de la edificación de n pisos, medida desde la base

Tabla 10. Periodo de Las Estructuras Analizadas

Estructura	C_t	h_n (m)	α	T (seg)
I	0,073	17,00	0,75	0,611
II	0,073	23,10	0,75	0,769
III	0,073	15, 00	0,75	0,556

Se conoce que el período de retorno correspondiente es el inverso de la probabilidad anual de excedencia (NEC-SE-DS 3.1.2), entonces la tasa anual de excedencia (λ) es calculada de la siguiente forma:

$$\lambda = \frac{1}{\text{Periodo de retorno}} \quad (12)$$

Tabla 11. Aceleraciones de acuerdo al Nivel del Movimiento Sísmico de Curvas de Peligrosidad para Ambato

Nivel del movimiento sísmico	Aceleración sísmica esperada en	Aceleración espectral $S_a (T = 0.1s)$	Γ $S_a (T = 0.1s) / Z$
	(g)	g	
Frecuente	0,20	0,47	2.35
Ocasional	0,30	0,70	2.33
Raro	0,40	0,93	2.30
Muy Raro	0,64	1.20	1.88

a) Tipo de suelo

Conforme la ubicación de las estructuras analizadas, se asignó el suelo tipo D, tomando como referencia el estudio realizado por Aguiar y Rivas [20]

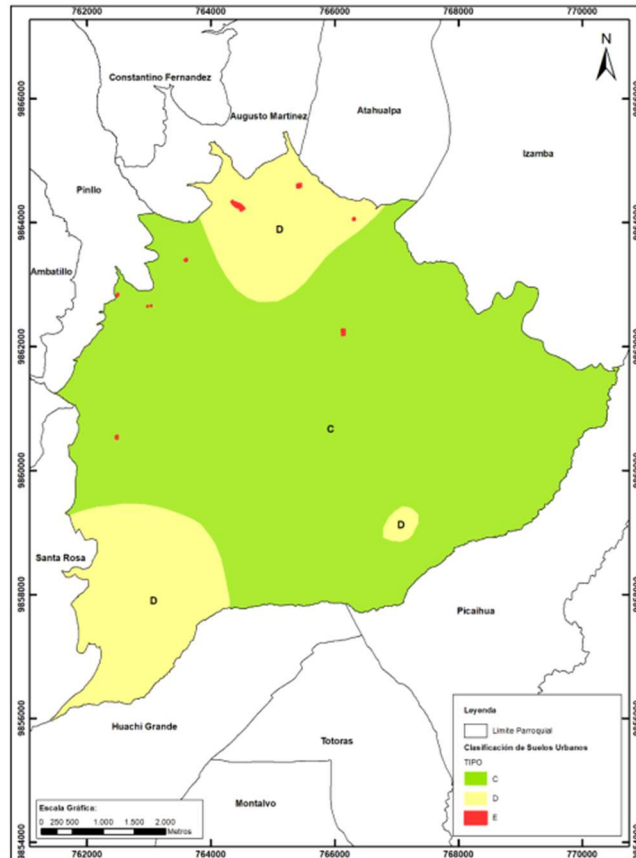


Figura 28. Clasificación de los suelos de la ciudad de Ambato desde el punto de vista sísmico [20]

Y con tal asignación de suelo tipo D, se asignaron los factores de amplificación de suelo F_a , F_d y F_s conforme NEC_SE_DS.

Tabla 12. Factores de amplificación de suelo– Suelo D, Zona V [18]

Fa=	1,20
Fd=	1,19
Fs=	1,28

b) Factor r:

Depende de la ubicación geográfica de la estructura, asociado al tipo de suelo D, para el análisis se utilizó un $r = 1$

c) Factor η : Factor de la amplificación espectral en roca. Para las provincias de la Sierra, en nuestro caso para la ciudad de Ambato se utilizó un $\eta = 2.48$.

Tanto r como η se encuentran en la sec. 3.3.1 de la NEC_SE_DS, NEC 2015. Coeficientes de configuración en planta y elevación; como los edificios presentan irregularidad geométrica en planta o elevación, dichos factores toman el valor de 0,9:

Tabla 13. Factores de Configuración

Estructura	Factor Configuración Elevación (ϕE)	Factor Configuración Planta (ϕP)
I	1	1
II	1	0,90
III	1	1

Una vez definidos todos los parámetros se calculó el espectro de respuesta en aceleración utilizando las recomendaciones de la NEC_SE_DS:

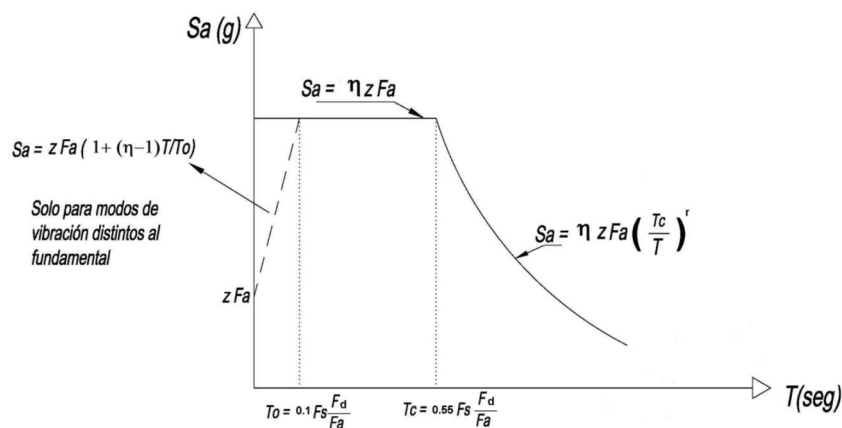


Figura 29. Espectro de respuesta en aceleración NEC [18]

Donde:

Z Factor de la Zona Sísmica adoptada

r Factor del Tipo de Suelo

η Relación de amplificación espectral

Fa, Fd, Fs Coeficientes de amplificación Dinámica de Perfiles de Suelo

k Coeficiente relacionado con el período de vibración

Tc, To Límites para el período de vibración

Sa Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño

T Período de Vibración de la Estructura.

Datos con los que se generó los espectros para las 3 estructuras:

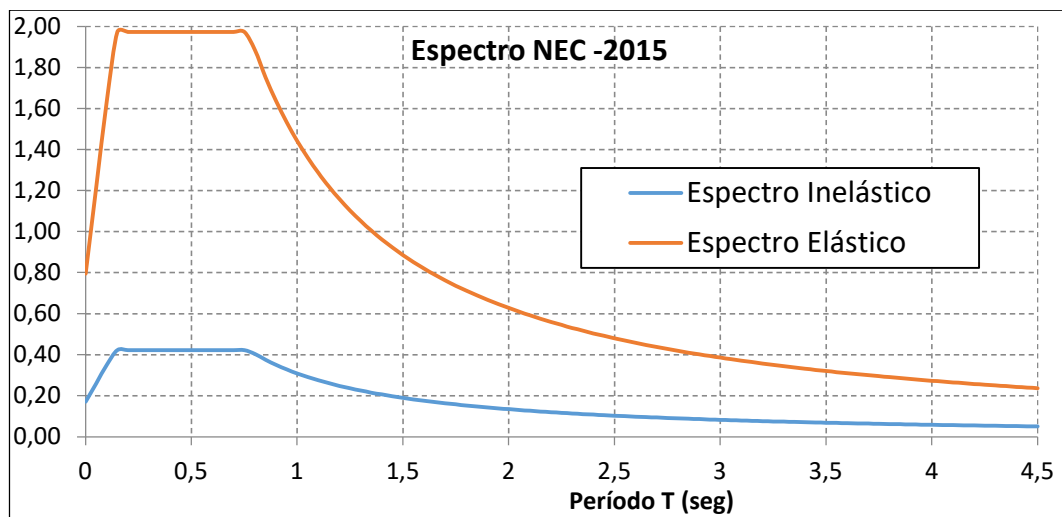


Figura 30. Espectros NEC para Sismo muy raro, $T_r= 2500$ años – Estructura I

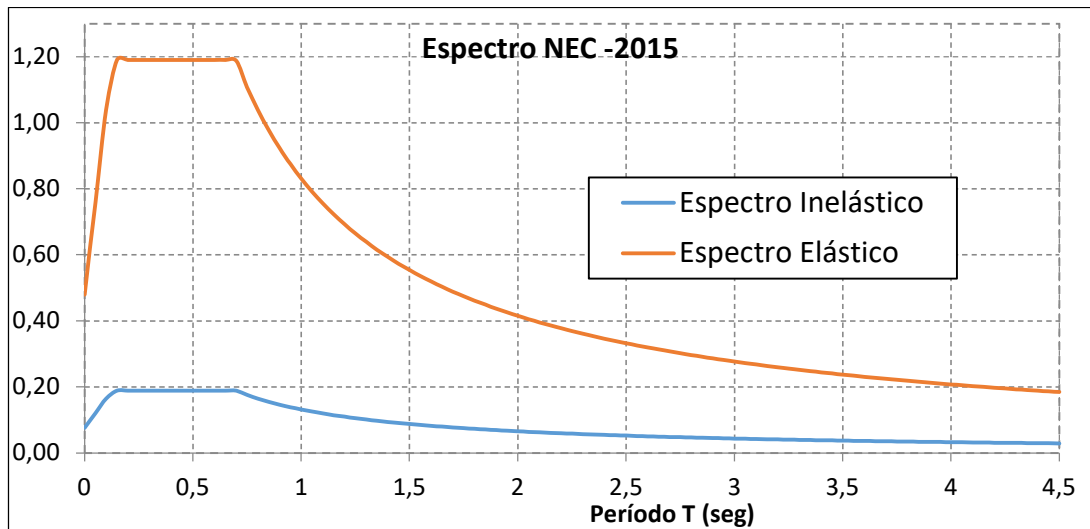


Figura 31. Espectros NEC para Sismo Raro $T_r= 475$ años– Estructura II

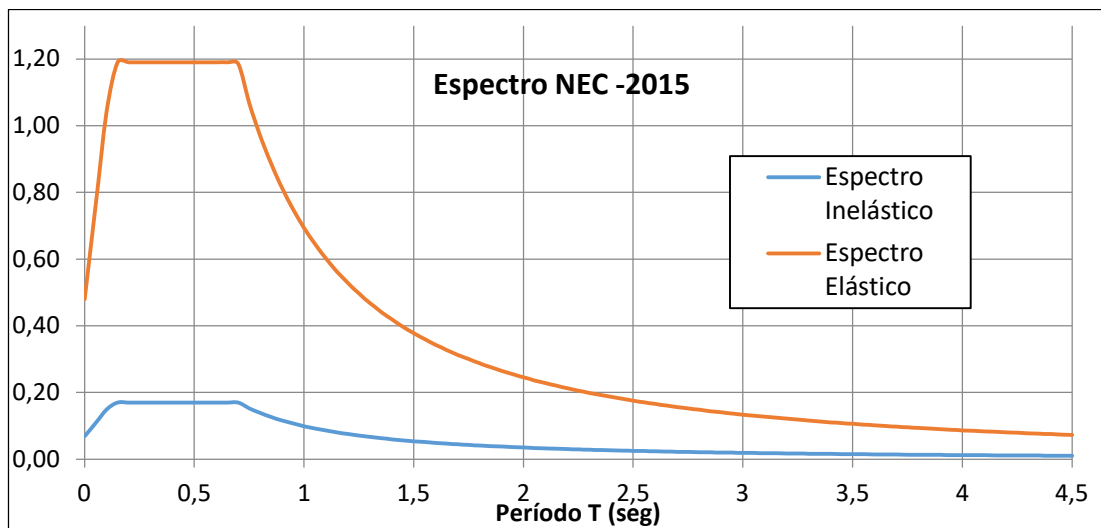


Figura 32. Espectros NEC para Sismo Raro $T_r= 475$ años– Estructura III

4.1.5. Espectros de Diseño Específicos para Ambato

Como parte del estudio de Microzonificación sísmica realizado en el año 2018 por Aguiar y Rivas, se identificaron tres fallas geológicas atraviesan la ciudad, y son la de Huachi ($M=6.3$), Ambato ($M=6.5$) y Totorá ($M=6.5$) las mismas que pueden generar sismo impulsivos, que son de corta duración pero sumamente destructivos, motivo por el cual se recomienda se debe realizar muy bien el diseño sísmico de las estructuras y

para ello se requiere conocer el Espectro de Diseño (DBE), con el cual se diseñarán los elementos estructurales y el Espectro Máximo Considerado (MCE), que sirve para encontrar desplazamientos y derivas de piso. [20]

El mencionado estudio propone que el Espectro de Diseño, recomendado para la ciudad de Ambato, cubra en lo posible los picos altos para definir la meseta del espectro de aceleración constante y que tenga el mismo valor de la aceleración para un período de 1 segundo que los espectros obtenidos con las nuevas zonas fuentes de Beauval et al. (2018) o el Espectro de Control, que se obtuvo en forma determinística.

Por otra parte, se decidió utilizar las mismas ecuaciones que definen el espectro de aceleraciones de la NEC-15, claro está que variando los valores de la siguiente tabla:

Tabla 14. Variables que se modifican en el Espectro del NEC-15 para Ambato de Aguiar y Rivas [20]

Variable	Perfil "C"	Perfil "D"	Perfil "E"
Z	0.43	0.43	0.43
F_a	1.22	1.10	1.00
r	1.2	1.2	1.5
T_c	$T_c = 0.7 F_s \frac{F_d}{F_a}$	$T_c = 0.7 F_s \frac{F_d}{F_a}$	$T_c = 0.7 F_s \frac{F_d}{F_a}$

Tabla 15. Valores de zona sísmica Z , factores de sitio y valor r , para un perfil de suelo tipo D Ambato de Aguiar y Rivas [20]

T_r	Z	F_a	F_d	F_s	r
475	0.43	1.10	1.19	1.28	1.2
975	0.59	1.02	1.12	1.20	1.2
2475	0.78	1.02	1.20	1.19	1.2

Con lo cual se ha obtenido los siguientes espectros:

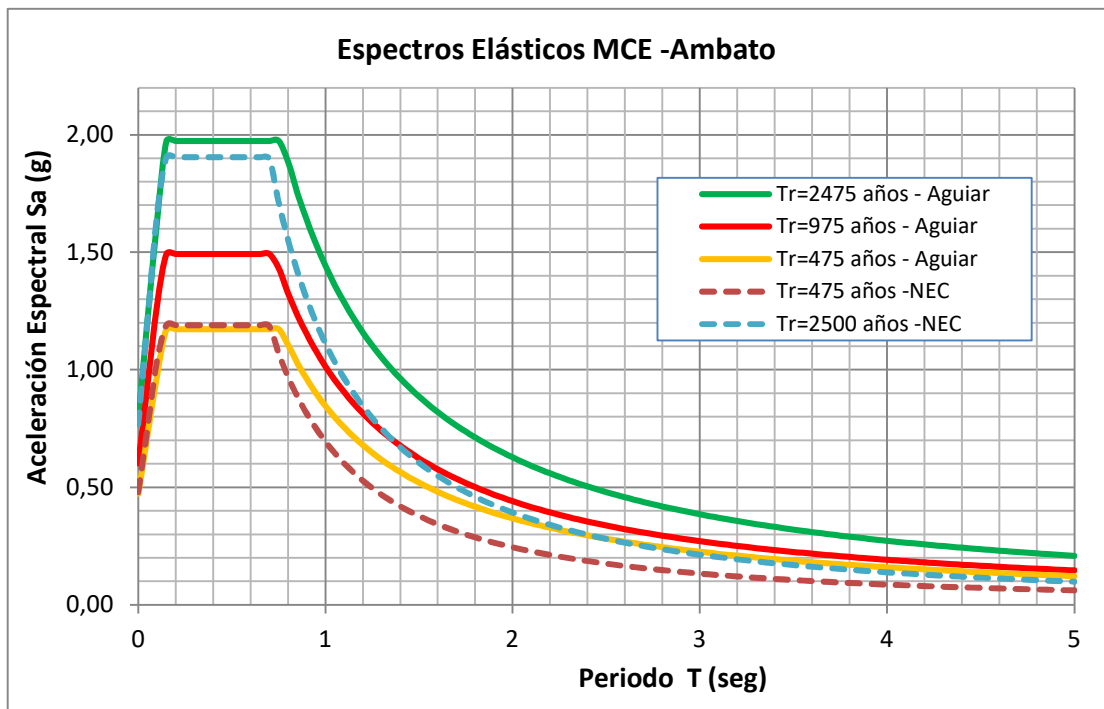


Figura 33. Espectros Elásticos MCE -Ambato comparado con NEC – Estructura 1

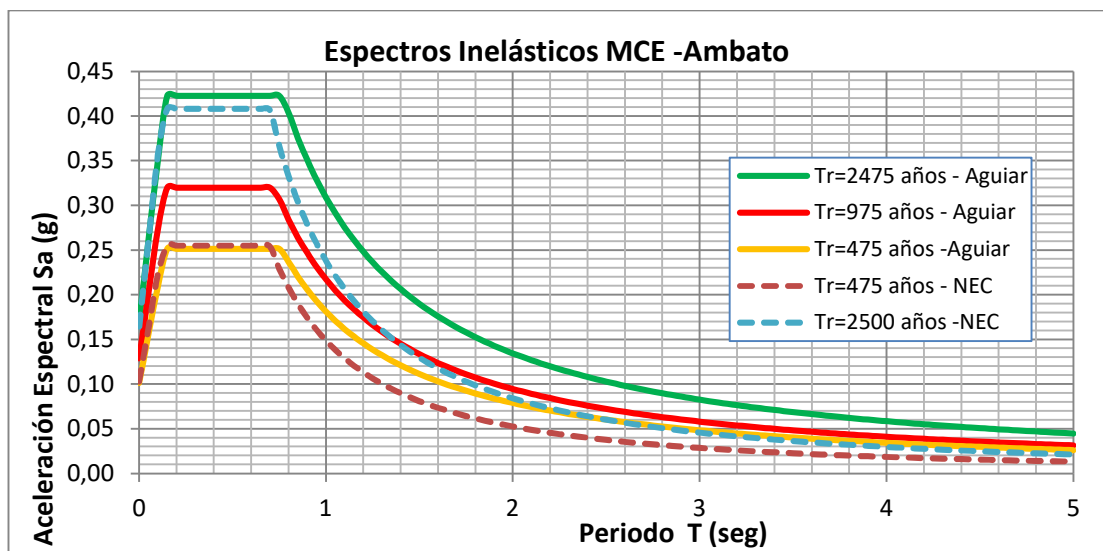


Figura 34. Espectros Inelásticos MCE - Ambato comparado con NEC – Estructura I

Similar proceso se realizó para la segunda y tercera estructura, lo cual se detalla en el Anexo 2.

4.2. ANÁLISIS ESTÁTICO DINÁMICO DE ESTRUCTURAS CON MAMPOSTERÍA AISLADA

En el software de cálculo se procedió a ingresar todas las propiedades anteriormente descritas desde numeral 4.1. Para lo cual se inicia con:

- a) Definir los materiales,
- b) Definir las secciones de vigas y columnas como elementos tipo frame
- c) Dibujar las características geométricas del modelo
- d) Establecer los patrones de carga señalados en la tabla 3
- e) Se ingresó los espectros inelásticos propuestos por Aguiar y Rivas
- f) Se asigna un diafragma rígido por piso
- g) Según NEC para la definición de la masa, se asigna la carga muerta con el 100% de participación y la carga viva con un 25%,

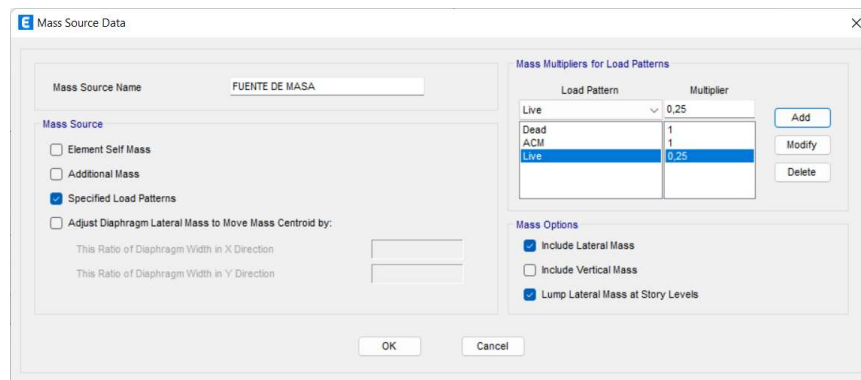


Figura 35. Asignación de Masas

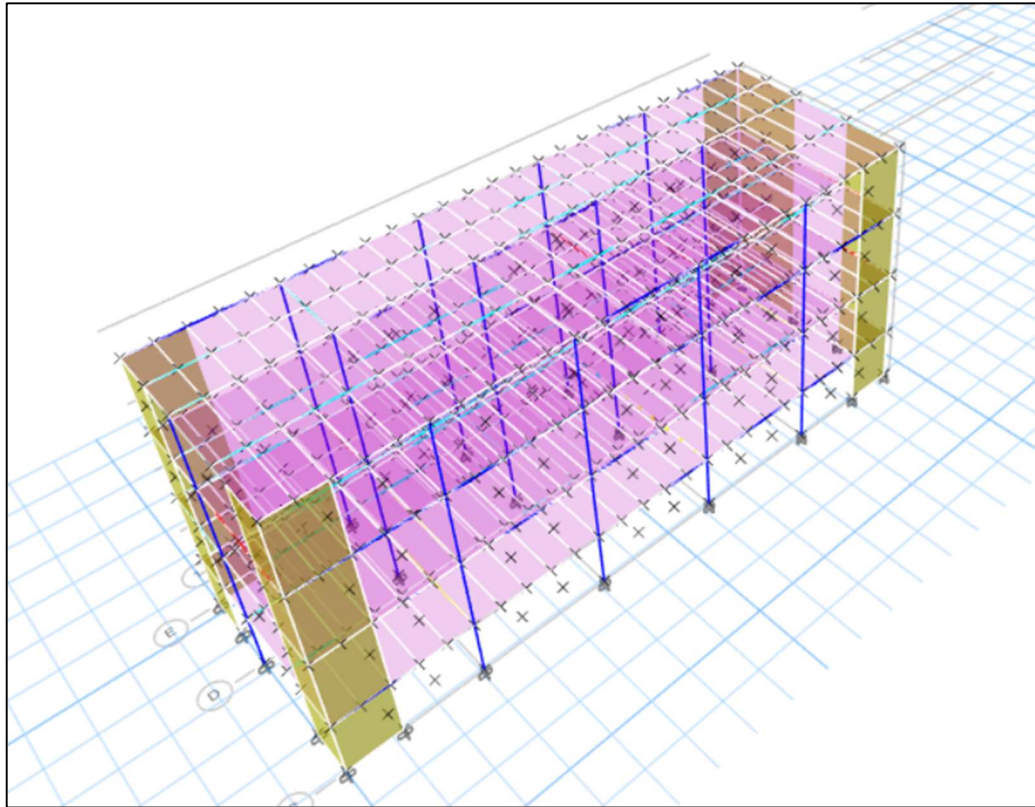


Figura 36. Modelo para análisis Estático-Dinámico para Estructura I

h) Se establecieron los casos de carga para el análisis Estático y Dinámico, y se corrió el primer modelo:

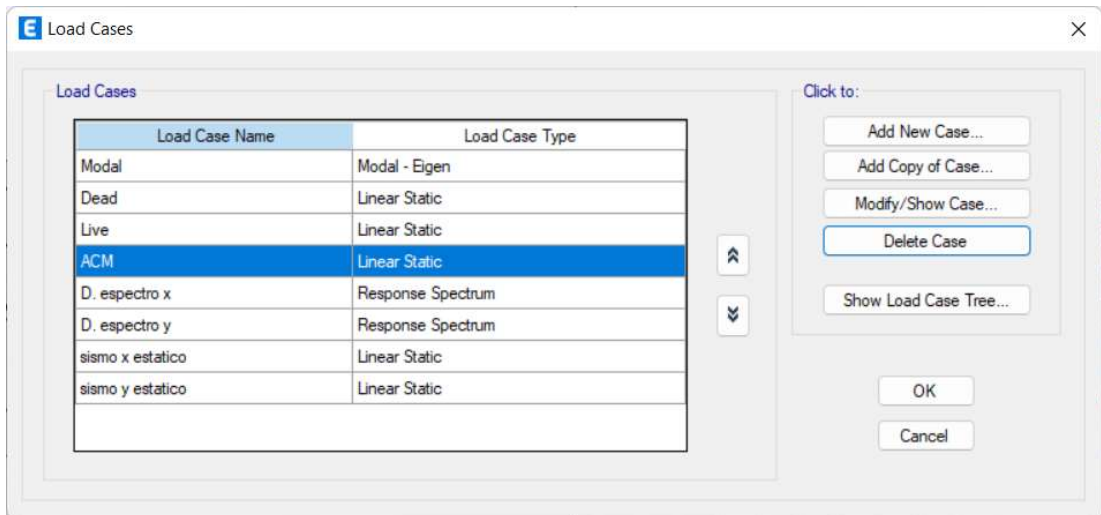


Figura 37. Asignación de Casos de Carga

4.2.1. Consideraciones para la obtención de resultados

Número de modos

Se deben considerar en el análisis todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura. Este requisito puede satisfacerse al utilizar todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 85% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

Cortantes

El valor del cortante dinámico total obtenido en la base por cualquier procedimiento de análisis dinámico, no puede ser menor que el 80% para estructuras regulares y de 85% para irregulares del cortante basal obtenido por el método estático, en el caso de estructuras regulares, ni menor que el 85% para el caso de estructuras irregulares. Para cumplir este requisito, los resultados totales del análisis dinámico deberán ser ajustados y cubrir todos los resultados, incluyendo las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos.

Límites de la deriva

El valor de la deriva máxima inelástica Δ_M de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = 0,75R\Delta_E \quad (13)$$

Donde:

R = factor de reducción de resistencia.

Δ_E = Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

Δ_M = deriva máxima inelástica, no puede superar los valores establecidos en la siguiente tabla:

Tabla 16. Valores de D_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso [18]

Tipo de Estructuras	DM máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,020
De mampostería	0,010

4.2.2. Resultados de Cortantes corregidos, participación de masa desplazamientos y derivas en Análisis Estático-Dinámico

Tabla 17. Reacciones en la base – Estructura I sin acción de mampostería Confinada.

Casos Analizados	Tipo de caso	Tipo de paso	FX	FY	MX	MY	MZ	Cortante Dinámico X	Cortante Dinámico Y
			tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m		
D. espectro x	LinResp Spec	Max	454,5559	66,7858	834,606	5565,682	5758,469	Cumple	Cumple
D. espectro y	LinResp Spec	Max	78,1465	454,1608	5511,196	978,2374	8015,905		
sismo x estatico	LinStatic		-566,603	4,7E-05	-0,0006	-7303,17	8090,281		
sismo y estatico	LinStatic		-1,1E-05	-566,601	7303,154	-0,0001	-11919,4		

Así también se ha realizado la verificación de que los dos primeros modos sean traslacionales (con una rotación menor al 30%) mediante la siguiente ecuación:

$$\% \text{ Torsión} = \frac{Rz}{\max(Ux, Uy)} * 100\% < 30\% \quad (14)$$

Tabla 18. Relaciones de masa modal participante para la Estructura I sin acción de mampostería Confinada.

Caso	Modo	Periodo sec	UX	UY	RX	RY	RZ	Porcentaje de Torsión	Torsión Inf 30%
Modal	1	0,374	0,6127	0,0237	0,0149	0,3893	0,0026	0,42%	Cumple
Modal	2	0,349	0,0258	0,5032	0,309	0,0161	0,12	23,85%	Cumple
Modal	3	0,164	0,0006	0,1282	0,0665	0,0002	0,5422		
Modal	4	0,077	0,1555	0,0754	0,112	0,2148	0,013		
Modal	5	0,076	0,0888	0,1277	0,198	0,1248	0,0272		
Modal	6	0,04	0,0001	0,0716	0,1322	0,0002	0,1636		
Modal	7	0,037	0,0005	0,0446	0,1022	0,0011	0,0544		
Modal	8	0,035	0,0932	0,0001	0,0002	0,1969	0,0005		
Modal	9	0,026	2E-06	0,0183	0,047	3,49E-06	0,0017		
Modal	10	0,023	0,0228	0	1,24E-06	0,0566	0		
Modal	11	0,021	0	0,0063	0,015	0	0,063		
Modal	12	0,016	0	0,001	0,003	0	0,0116		

Tabla 19. Control de derivas de piso para la Estructura I sin acción de mampostería

					R= 7	
Piso	Caso Analizado	Tipo de caso	Dirección	Deriva	Deriva Inelástica	Requerimiento NEC 2%
Story4	espectro x	LinRespSpec	X	0,0019	1,01%	cumple
Story4	espectro x	LinRespSpec	Y	0,0004	0,22%	cumple
Story4	espectro y	LinRespSpec	X	0,0005	0,28%	cumple
Story4	espectro y	LinRespSpec	Y	0,0026	1,39%	cumple
Story4	sismo x estatico	LinStatic	X	0,0025	1,33%	cumple
Story4	sismo y estatico	LinStatic	Y	0,0026	1,36%	cumple
Story3	espectro x	LinRespSpec	X	0,0018	0,94%	cumple
Story3	espectro x	LinRespSpec	Y	0,0004	0,20%	cumple
Story3	espectro y	LinRespSpec	X	0,0005	0,26%	cumple
Story3	espectro y	LinRespSpec	Y	0,0025	1,31%	cumple
Story3	sismo x estatico	LinStatic	X	0,0024	1,24%	cumple
Story3	sismo y estatico	LinStatic	Y	0,0024	1,28%	cumple
Story2	espectro x	LinRespSpec	X	0,0013	0,70%	cumple
Story2	espectro x	LinRespSpec	Y	0,0003	0,15%	cumple
Story2	espectro y	LinRespSpec	X	0,0004	0,20%	cumple
Story2	espectro y	LinRespSpec	Y	0,0019	0,99%	cumple
Story2	sismo x estatico	LinStatic	X	0,0017	0,91%	cumple
Story2	sismo y estatico	LinStatic	Y	0,0018	0,96%	cumple
Story1	espectro x	LinRespSpec	X	0,0005	0,29%	cumple
Story1	espectro x	LinRespSpec	Y	0,0001	0,07%	cumple
Story1	espectro y	LinRespSpec	X	0,0002	0,08%	cumple
Story1	espectro y	LinRespSpec	Y	0,0008	0,42%	cumple
Story1	sismo x estatico	LinStatic	X	0,0007	0,37%	cumple
Story1	sismo y estatico	LinStatic	Y	0,0008	0,40%	cumple

Tabla 20. Relaciones de participación de carga modal

Caso	Tipo de Ítem	Ítem	Estático	Dinámico
			%	%
Modal	Acceleration	UX	100	100
Modal	Acceleration	UY	100	99,99
Modal	Acceleration	UZ	0	0

4.3. RESULTADOS DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

Para el análisis de la estructura I se tomó la siguiente consideración:

Los objetivos y niveles de desempeño sísmico en la NEC indican que, para estructuras esenciales se deberá verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico para:

- Limitación de daño (nivel de seguridad de vida) ante un terremoto de 475 años de período de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00211)
- No-colapso (nivel de prevención de colapso) ante un terremoto de 2500 años de período de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00004).

4.3.1. Ajustes al modelo para análisis Pushover

- Para la Estructura I: para ajustar el modelo a los requerimientos se cargaron los espectros para un periodo de retorno de 475 años y 2475 años creados para Ambato conforme la metodología propuesta por Aguiar y Rivas detallada en el numeral 4.1.5 de esta investigación.

Para la Estructura II y III: se consideró únicamente el sismo para un periodo de retorno de 475 años

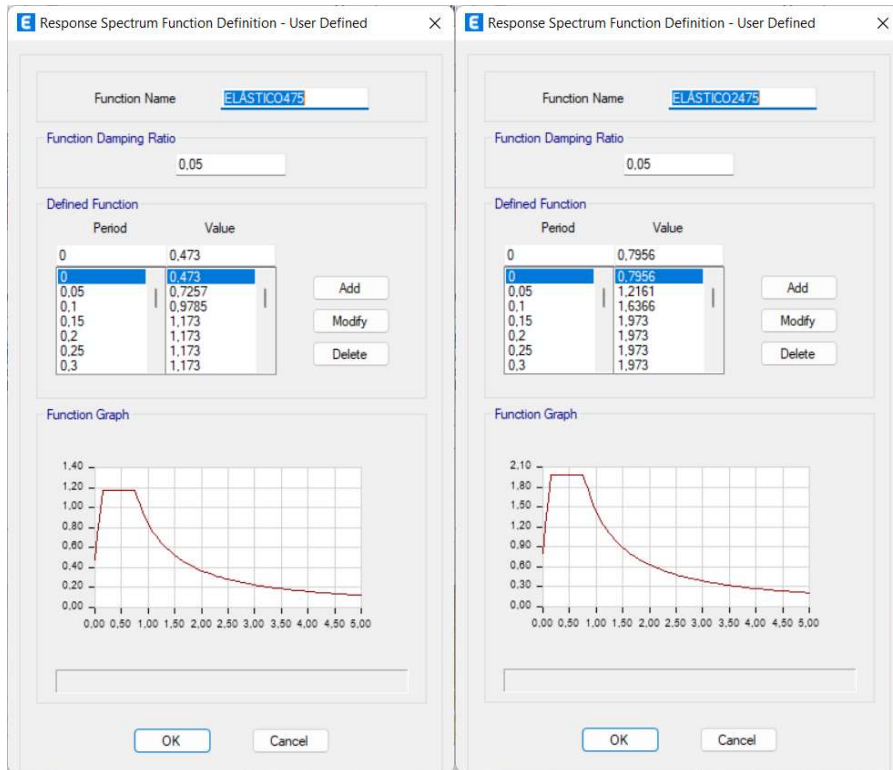


Figura 38. Ingreso de espectros Elásticos al programa de cálculo para la Estructura I

- j) Se asignaron rótulas plásticas para columnas, vigas y muros, tomando las respectivas consideraciones tanto para columnas como para vigas.
- k) Se definieron los casos adicionales de carga para el análisis estático no lineal

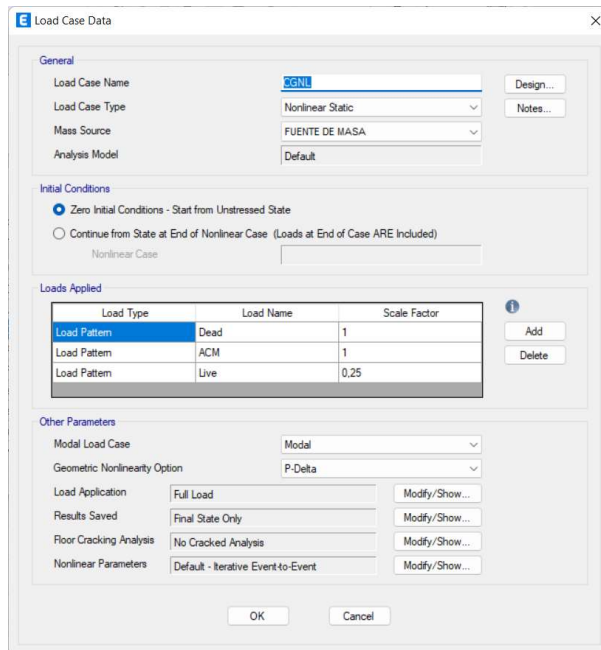


Figura 39. Caso de Cargas gravitacionales para análisis estático no lineal

De acuerdo a la Tabla 18, se puede notar que en el primer modo la estructura tiene la mayor participación en el sentido X y en el segundo en Y por lo cual este caso se empezará desde el caso anterior con el Análisis Modal utilizando la respuesta del primer modo de vibración según las consideraciones de FEMA 356 en el numeral 3.3.1.3.1. (PSEUDO LATERAL LOAD), por lo que se asignan estos modos en los casos de PUSHOVER X Y respectivamente:

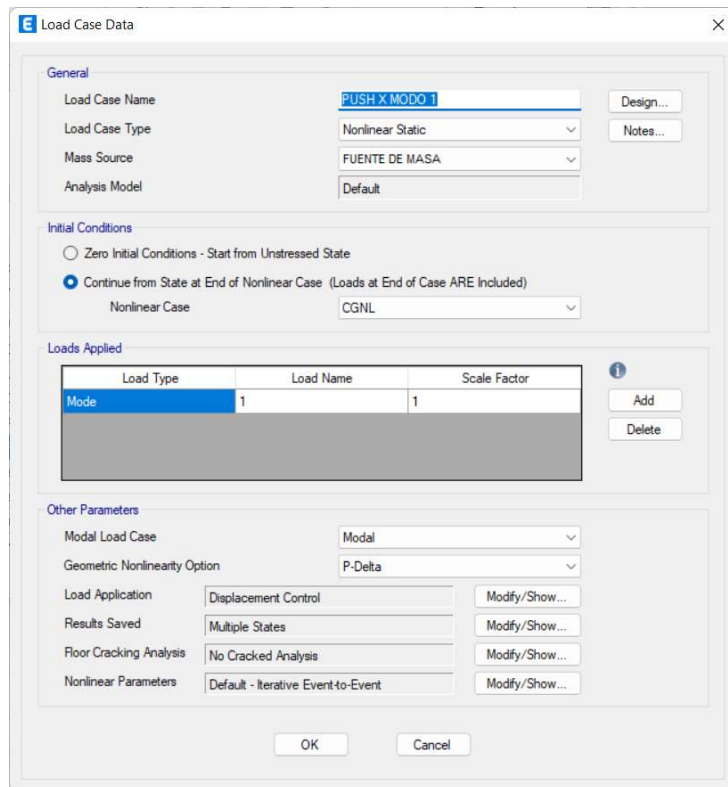


Figura 40. Asignación de Caso Pushover X para la Estructura I sin acción de mampostería Confinada.

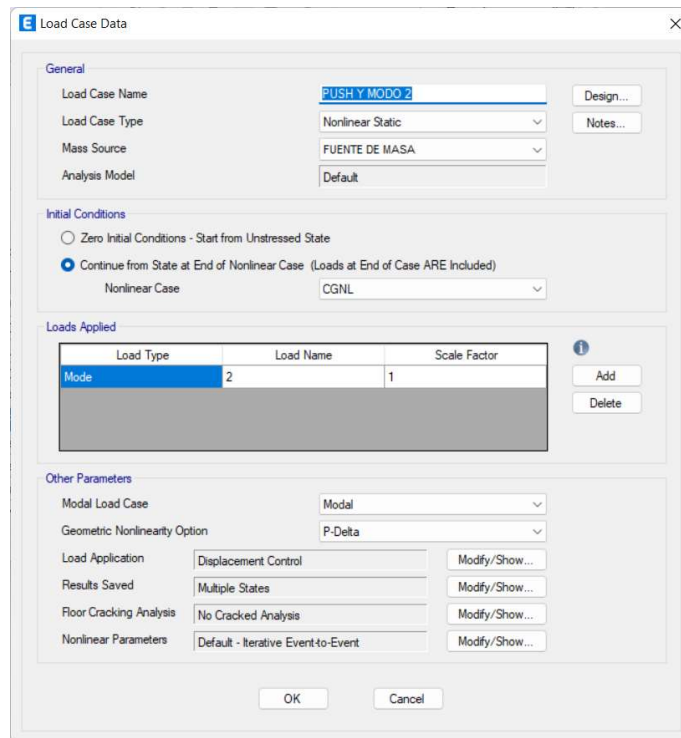


Figura 41. Asignación de Caso Pushover X para la Estructura I sin acción de mampostería Confinada.

Es preciso indicar que, para establecer el Nudo de Control, mismo que en el FEMA 356 [21] en el Apartado 3.3.3.2.2.- CONTROL NODE DISPLACEMENT, se recomienda que debe estar ubicado en el centro de masas en el último piso de la edificación y que un ático, tapagradas no deben ser considerados como pisos.

Con lo que se obtuvieron las siguientes gráficas con sus respectivas tablas, donde además de las ordenadas se pueden visualizar los pasos en los que se van formando las rótulas hasta el colapso:

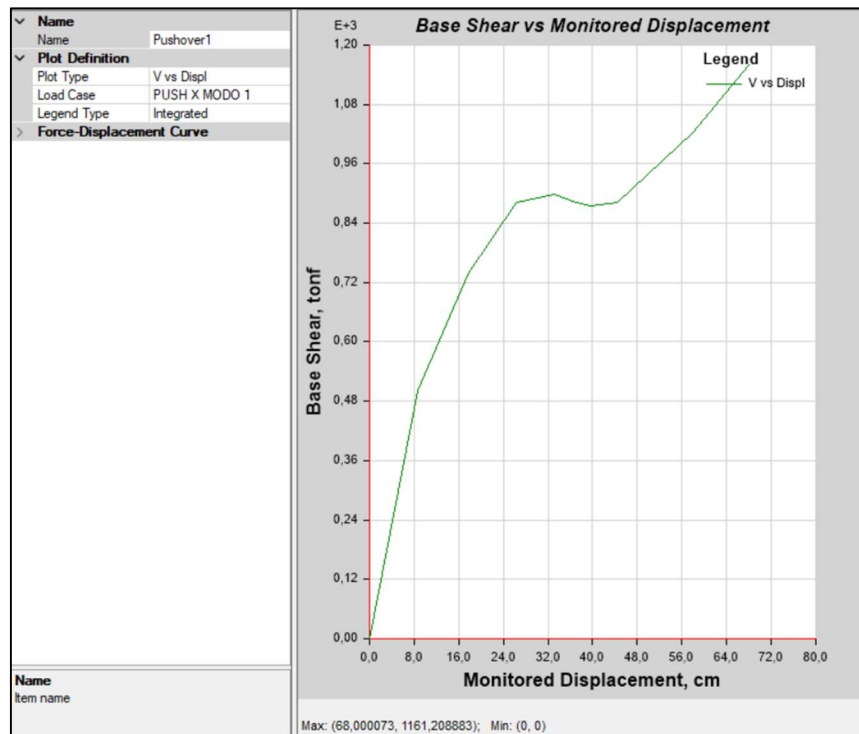


Figura 42. Cortante- Desplazamiento - Pushover X para la Estructura I sin acción de mampostería Confinada.

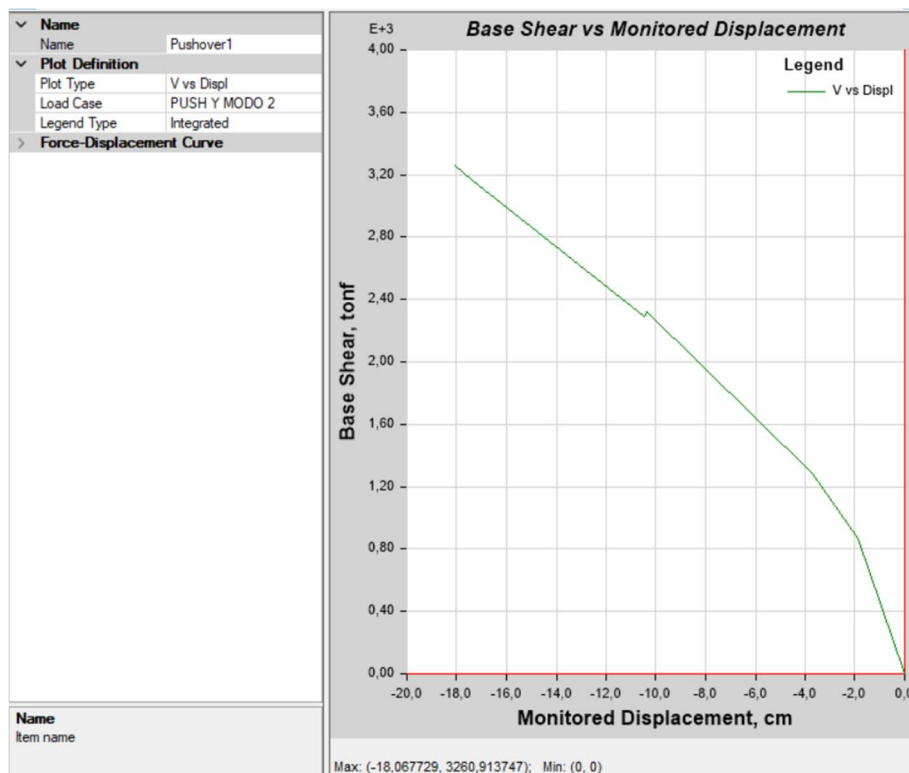


Figura 43. Cortante- Desplazamiento - Pushover Y para la Estructura I sin acción de mampostería Confinada.

Tabla 21. Ordenadas de Curvas de Cortante Vs. Desplazamiento de Pushover X para la Estructura I sin acción de mampostería Confinada.

PUSHOVER X												
Step	Monitored D	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	cm	tonf										
0	0	0	260	0	0	0	0	260	0	0	0	260
1	8,6415	502,7948	257	3	0	0	0	260	0	0	0	260
2	17,4746	739,5539	248	12	0	0	0	258	2	0	0	260
3	22,8833	840,7428	247	12	0	0	1	258	2	0	0	260
4	29,6851	909,2977	247	11	0	0	2	256	2	2	0	260
5	36,4816	888,1464	247	11	0	0	2	256	2	2	0	260
6	40,8104	881,3984	247	11	0	0	2	256	2	0	2	260
7	47,6065	909,2415	247	9	2	0	2	256	0	2	2	260
8	54,4065	981,9911	247	9	2	0	2	256	0	2	2	260
9	61,2069	1076,0228	247	9	2	0	2	256	0	2	2	260
10	68,0001	1167,8247	247	9	2	0	2	256	0	2	2	260

Tabla 22. Ordenadas de Curvas de Cortante Vs. Desplazamiento de Pushover Y para la Estructura I sin acción de mampostería Confinada.

PUSHOVER Y												
Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	cm	tonf										
1	-1,8761	864,4685	254	6	0	0	0	259	1	0	0	260
2	-3,6944	1286,451	251	8	0	0	1	257	2	1	0	260
3	-10,3764	2320,9181	245	11	2	0	2	253	4	2	1	260
4	-10,4871	2292,9888	244	11	1	0	4	253	2	2	3	260
5	-17,3904	3166,9441	242	12	1	1	4	253	1	1	5	260
6	-18,0677	3260,9137	241	12	2	1	4	253	1	1	5	260

4.3.2. Punto de desempeño

Una vez obtenida la curva se procede a situar el punto de desempeño. Previo a esto, debe estar cargada la función del espectro con el que se pretende realizar el análisis, el cálculo del punto de desempeño se realiza con el método propuesto por el FEMA 440 (método mejorado del ATC-40 y FEMA 356).

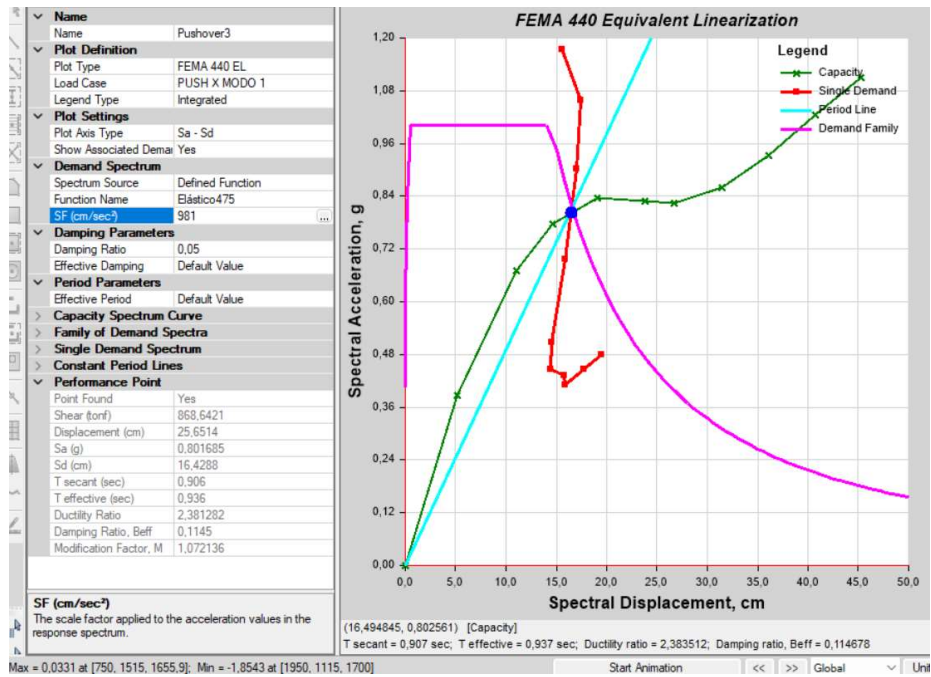


Figura 44. Punto de desempeño demanda/capacidad Pushover X para sismo Raro $T_r=475$ años - Estructura I sin acción de mampostería Confinada.

Y se obtiene las coordenadas S_a, S_d (0,8g 16,43 cm) para este caso, lo cual indica que se cumple el nivel de desempeño, ya que el punto se encuentra al inicio de la zona inelástica.

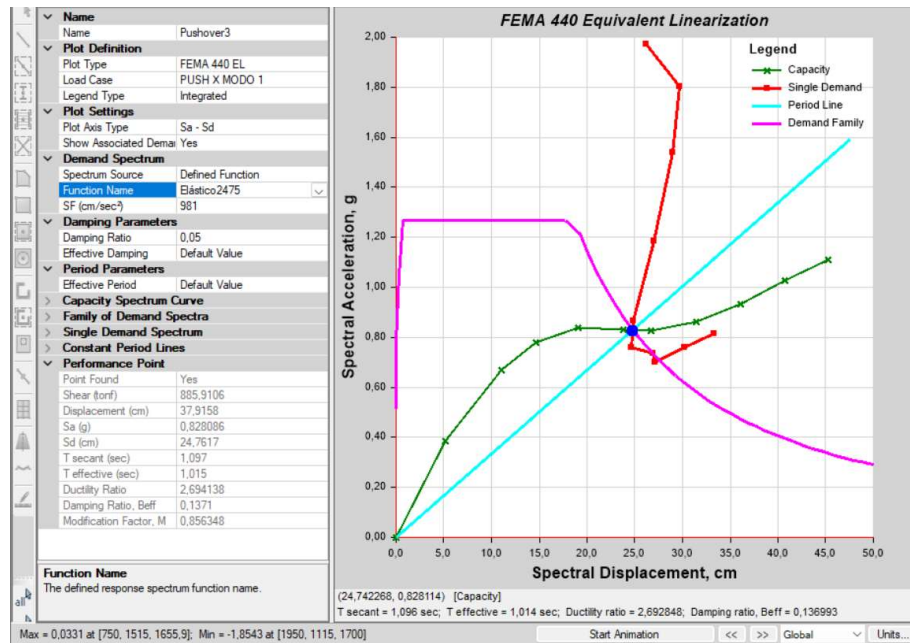


Figura 45. Punto de desempeño demanda/capacidad Pushover X para sismo Muy Raro $T_r=2475$ años- Estructura I sin acción de mampostería Confinada.

Y se obtiene las coordenadas S_a, S_d (0,82g 24,76 cm) para este caso, lo cual indica que se cumple el nivel de desempeño, ya que el punto se encuentra al inicio de la zona inelástica.

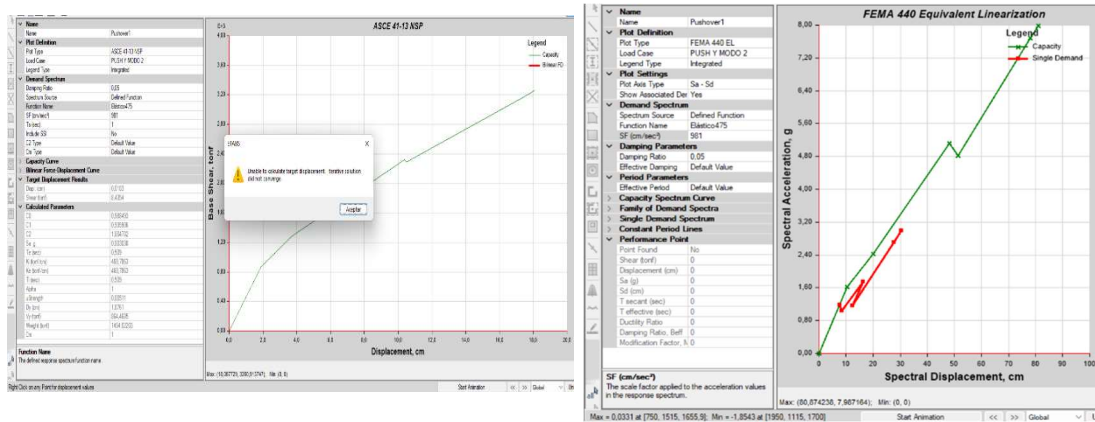


Figura 46. Punto de desempeño demanda/capacidad Pushover Y para sismo Raro $T_r=475$ años - Estructura I sin acción de mampostería Confinada.

Se puede observar que tanto por el método del espectro de capacidad, así como por el de los coeficientes, no se encuentra el punto de desempeño.

En síntesis, en el método se compara el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de la demanda sísmica para identificar el desplazamiento máximo o punto de desempeño, donde la capacidad y la demanda se igualan, permitiendo estimar la respuesta máxima de la edificación, la cual servirá de base para compararla con el nivel de desempeño esperado.

Una vez identificado el punto de desempeño asociado a la respuesta sísmica máxima que experimentará la edificación durante el movimiento sísmico especificado, se podrá decidir en función del nivel de desempeño esperado, la aceptabilidad o necesidad de intervención en una edificación existente

Posteriormente se procedió a conseguir el punto de Fluencia Efectiva, aplicando el ASCE 41.

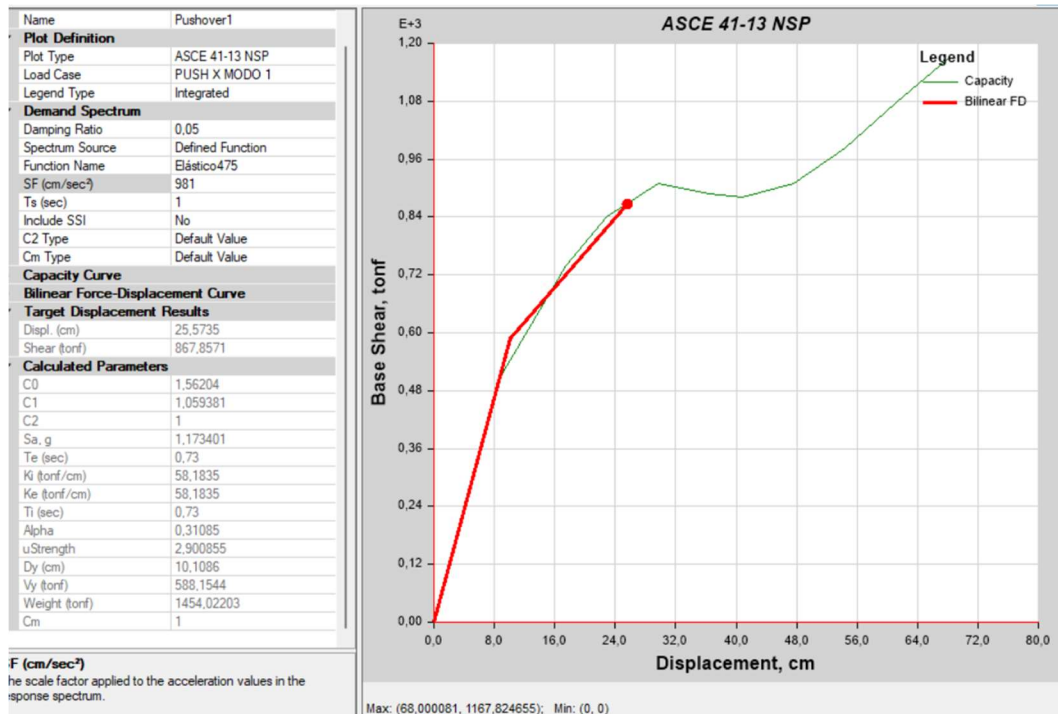


Figura 47. Punto de fluencia Pushover X para Sismo Raro $T_r=475$ años- Estructura I sin acción de mampostería Confinada.

En esta parte se visualiza la curva de capacidad y el modelo bilineal que está formado por dos rectas en donde el punto de intersección de las mismas es el punto de fluencia efectiva. Dicho punto marca el límite entre el rango elástico e inelástico.

$$D_y = 10,11 \text{ cm}$$

$$V_y = 588,15 \text{ Ton}$$

Siendo éstas las coordenadas (D_y , V_y) del punto de fluencia dado por el programa.

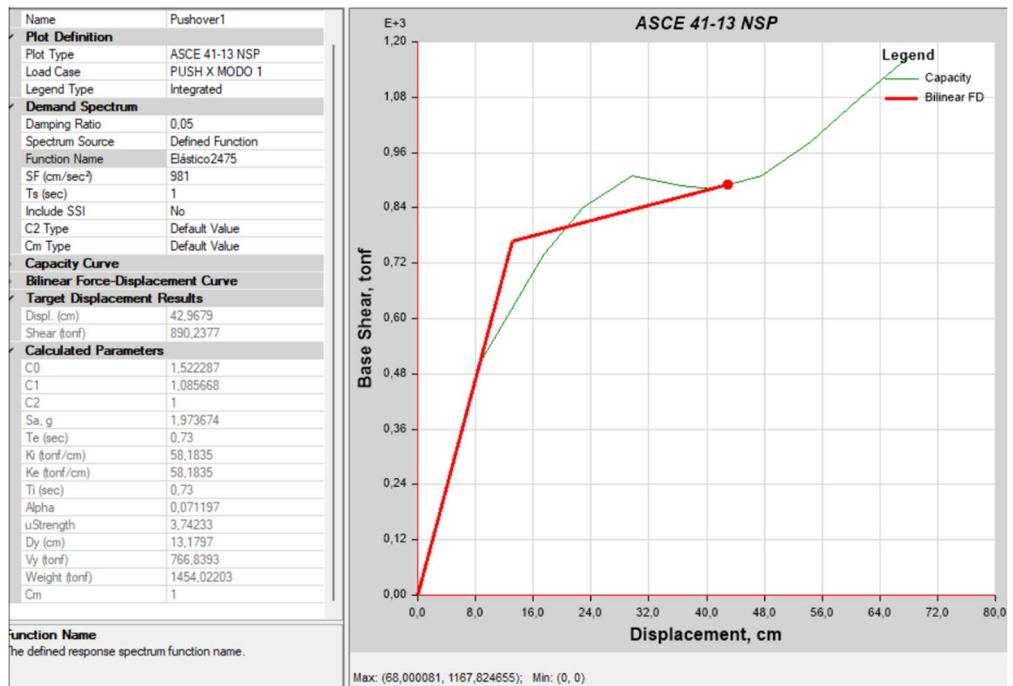


Figura 48. Punto de fluencia Pushover X para Sismo Muy Raro $T_r=2475$ años Estructura I sin acción de mampostería Confinada.

$D_y = 13,18 \text{ cm}$
 $V_y = 766,84 \text{ Ton}$

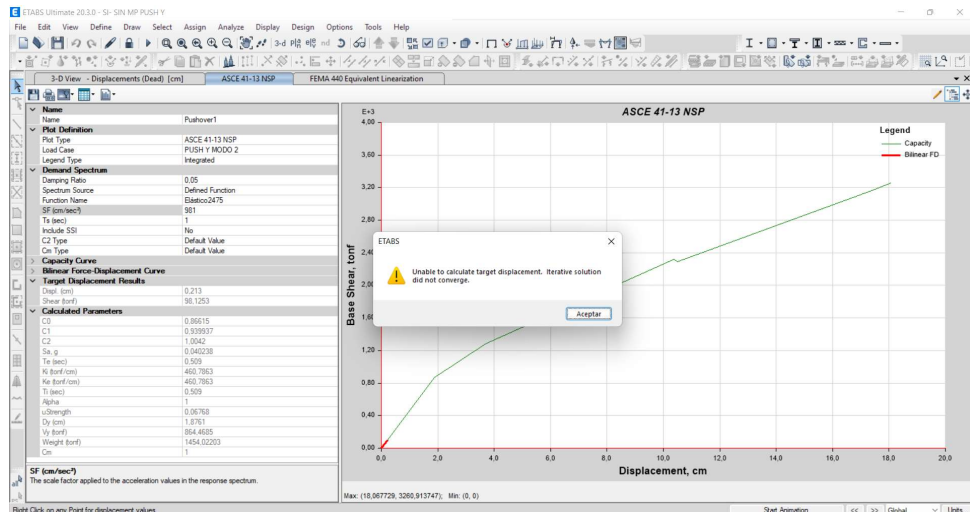


Figura 49. Punto de fluencia Pushover Y para Sismo Raro $T_r=2475$ años- Estructura I sin acción de mampostería Confinada.

Nuevamente el programa no puede determinar el desempeño de la estructura en el sentido Y.

4.3.3. Desempeño objetivo

Se define con la selección de uno o más pares de niveles sísmicos y los correspondientes niveles de desempeño. Es decir, los niveles de daño estructural y no estructural que debe alcanzar la edificación cuando es impactada por sismos de distinta probabilidad de excedencia (o período de retorno), siendo los niveles establecidos por la NEC según la tabla 20.[18]

Tabla 23. Niveles de Desempeño Esperado [18]

		Niveles de Desempeño Esperados en el Edificio			
		Nivel Operacional (1-A)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)
NIVEL DE TERREMOTO	50% / 50 años	a	b	c	d
	20% / 50 años	e	f	g	h
	BSE-1 (10% / 50 años)	i	j	k	l
	BSE-2 (2% / 50 años)	m	n	o	p
1. Cada celda en esta matriz representa un Objetivo de Rehabilitación discreto 2. Los objetivos de rehabilitación de esta tabla pueden ser usados para representar los siguientes 3 objetivos de rehabilitación: Objetivo Básico de Seguridad k y p Objetivos Avanzados k y m, n, or o p e i ó j k y p y a, b, e, ó f m, n, u o sólo Objetivos Limitados k sólo p sólo c, d, g, h, o l sólo					

La NEC definen los siguientes objetivos:

- Estructuras esenciales: deberán ser rehabilitadas al menos para el objetivo de rehabilitación básico de seguridad (k y p)
- Estructuras de ocupación especial: deberán ser rehabilitadas para un objetivo limitado (g y l)

Por lo que la Estructura I debe cumplir con el objetivo Básico de seguridad (k y p) y Estructura II y III con el objetivo limitado para solo K.

Es preciso citar que también se puede considerar otras fuentes bibliografías como el criterio propuesto por el Comité VISION 2000, en el que la curva de capacidad puede ser dividida en sectores basados en los niveles de desempeño descritos en la siguiente gráfica. [22]

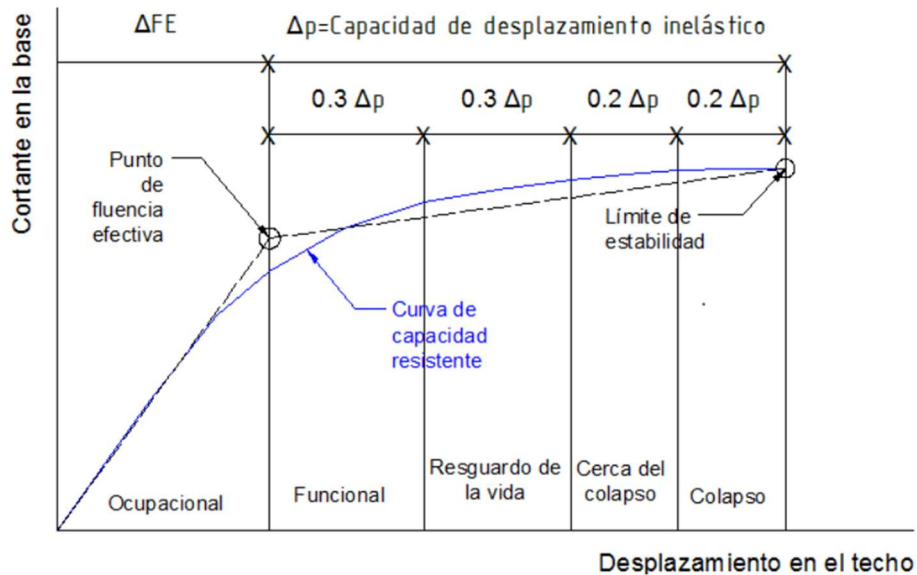


Figura 50. Curva de capacidad sísmica resistente de una estructura y modelo bilineal. [22]

Tabla 24. Objetivos de desempeño sísmico recomendado para estructuras [22]

Movimiento Sísmico de Diseño	Nivel de Desempeño			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Próximo al colapso
Sismo Frecuente	1	0	0	0
Sismo Ocasional	2	1	0	0
Sismo Raro	3	2	1	0
Sismo Muy Raro	0	3	2	1

0 : Desempeño Inaceptable
1 : Estructuras Básicas
2 : Estructuras Esenciales / Riesgosas
3 : Estructuras Críticas

Finalmente, considerando el desempeño objetivo para la Estructura I, se tiene lo siguiente:

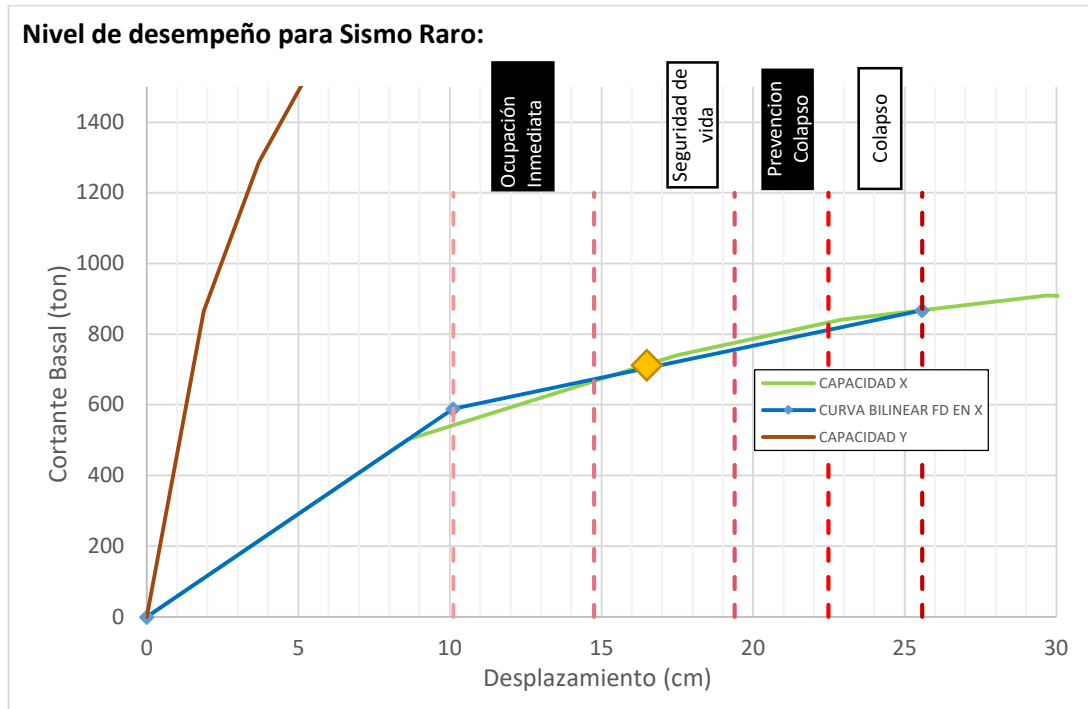


Figura 51. Nivel de desempeño en X, Y para Sismo Raro Estructura I, sin considerar efecto de mampostería confinada

Tabla 25. Verificación de cumplimiento de desempeño objetivo NEC en dirección X

		Nivel de desempeño de la edificación				
		Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de vida	Prevención del Colapso	Colapso
Sismo Raro 10% de excedencia en 50 años	Desempeño alcanzado					
	Desempeño Objetivo NEC					

En la dirección Y para el Sismo Raro, no se cumple el desempeño, pues ni siquiera las curvas convergen.

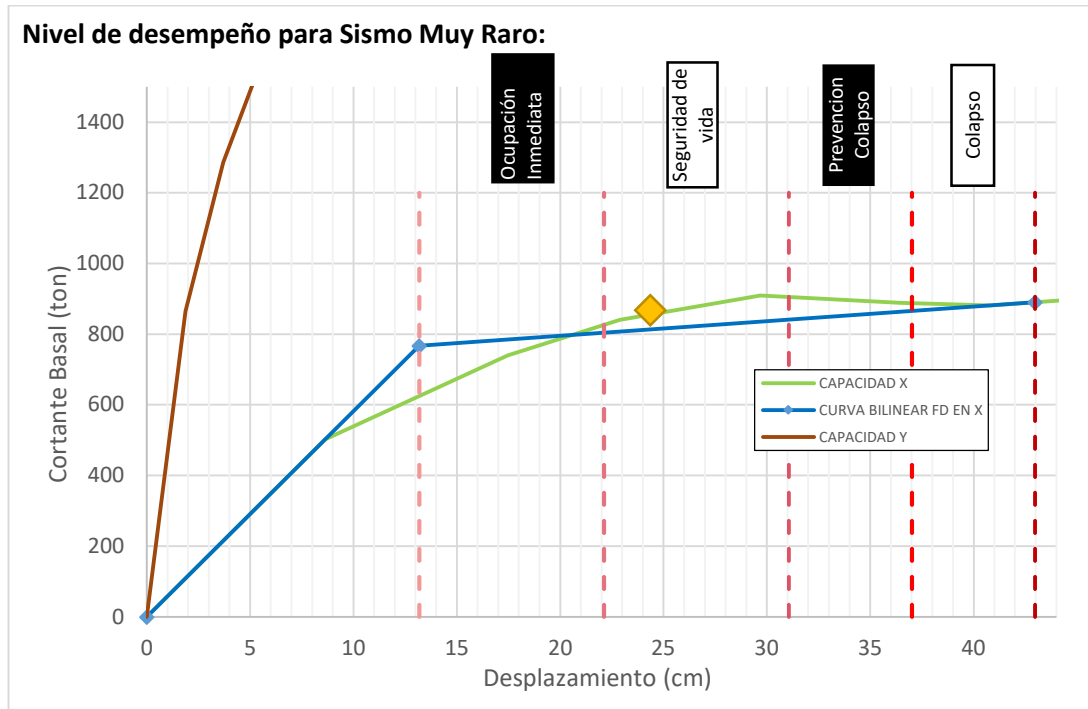


Figura 52. Nivel de desempeño en X para Sismo Muy Raro Estructura I, sin considerar efecto de mampostería confinada

Tabla 26. Verificación de cumplimiento de desempeño objetivo NEC en dirección X

		Nivel de desempeño de la edificación				
		Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de vida	Prevención del Colapso	Colapso
Sismo Muy Raro 2% de excedencia en 50 años	Desempeño alcanzado					
	Desempeño Objetivo NEC					

Con lo cual se puede decir que la Estructura I sin acción de mampostería confinada cumple satisfactoriamente el desempeño objetivo únicamente en el Sentido X.

4.3.4. Derivas de piso

Finalmente se ha obtenido los datos de las derivas máximas por piso del análisis estático no lineal, mediante las siguientes gráficas:

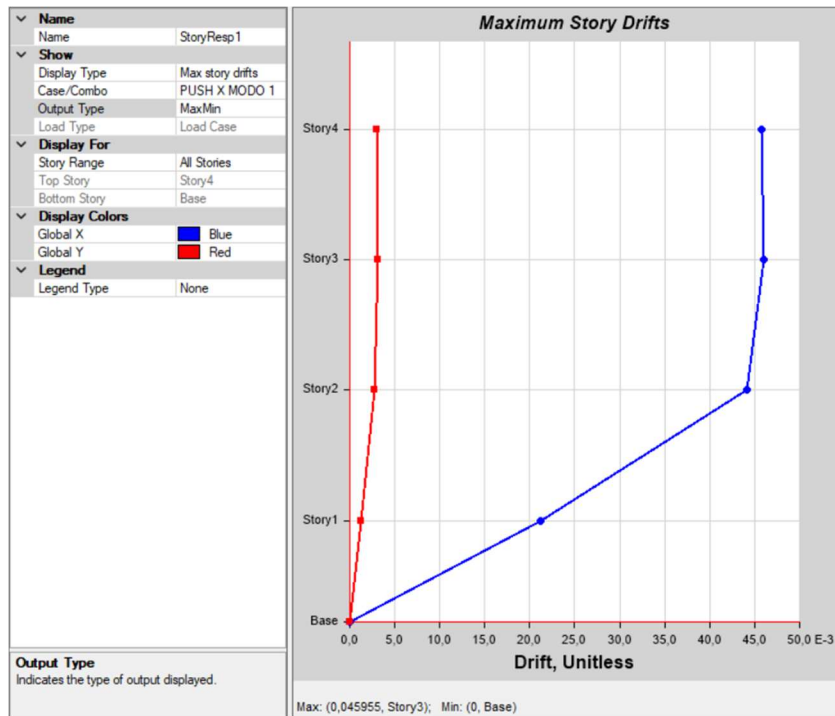


Figura 53. Derivas máximas Pushover X Estructura I sin acción de mampostería Confinada.

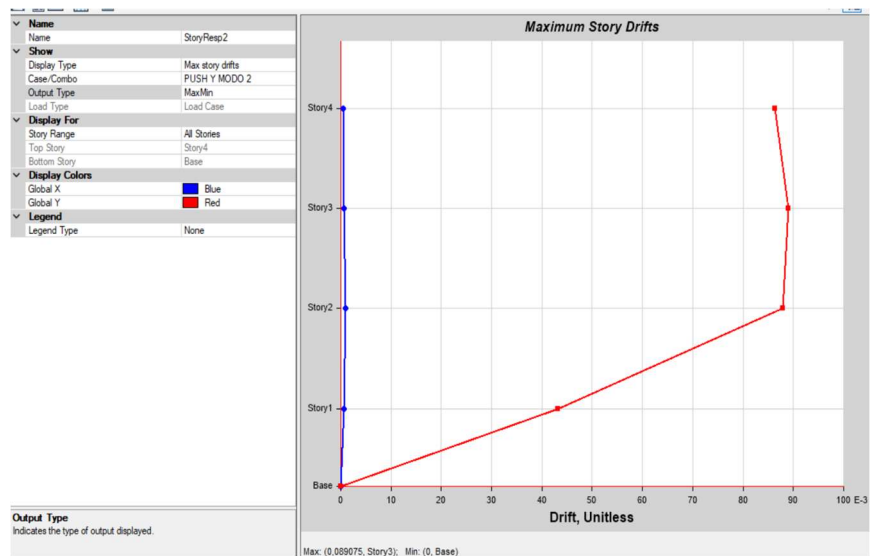


Figura 54. Derivas máximas Pushover Y Estructura I sin acción de mampostería Confinada.

4.4. REPRESENTACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA DE RELLENO

Se implementó el modelo de Rodríguez con 4 barras diagonales son modeladas como elementos elásticos rígidos, y en la barra central se concentra todo el comportamiento histerético no lineal y para los elementos rígidos se calibró con los resultados experimentales de una prueba cíclica en el plano realizada.

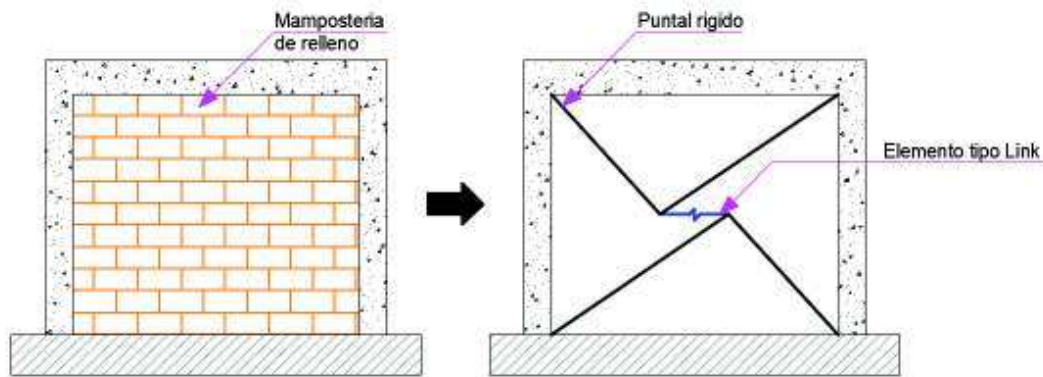


Figura 55. Idealización del modelo [16]

El elemento central del macro modelo fue definido como un elemento tipo link en el software de análisis estructural, el cual consideró el modelo de histéresis de Takeda donde la descarga empieza cuando un cambio de carga ocurre. La rigidez de descarga depende del desplazamiento máximo encontrado. La degradación de la fuerza para ciclos repetidos de una cierta amplitud de desplazamiento es implementada tomando en cuenta la interacción entre la degradación en las dos direcciones. (Furtado, Rodrigues, & Arede, 2010) [23]

ASCE 41-17 reconoce a los paneles rellenos de mampuestos como los tipos de paneles no reforzados y paneles compuestos o no compuestos. Para los paneles de relleno existentes, se considerarán las fuerzas sísmicas aplicadas dentro de su plano se considerarán separadamente como se describe en la Sección 11.4.2 de las fuerzas normales a su plano, como se describe en la Sección 11.4.3. Se supondrá que los rellenos de mampostería existentes se comportan de la misma como rellenos de mampostería nueva, siempre que la mampostería esté en buena condición justo como se define en dicha norma.[19]

4.4.1. Puntales de mampostería con abertura

Siguiendo las recomendaciones del ASCE 41-17, para incorporar la influencia de los paneles de mampostería con aberturas en el comportamiento sísmico de la estructura se utilizó lo citado en el numeral 11.4.2.2, que indica que la rigidez inicial en el plano de un relleno no fisurado en un marco con un panel de relleno de mampostería no reforzada con una abertura con un área que no exceda el 40% del área total del panel de relleno, K_{op} un, se estimará, con base en la rigidez del marco con un sólido panel K_{solid} .

Como se detalla en la Investigación de Pachano F. [24] existen varias investigaciones que analizan las aberturas de los paneles de mampostería, entre las cuales destacan las siguientes:

“Dawe y Seah (1989) en ensayos a escala real de 28 pórticos de acero rellenos con mampostería verifican que la presencia de aberturas reduce la carga para la aparición de la primera grieta, mientras que la resistencia última no se ve mayormente afectada. Determinan además que la peor ubicación de las puertas es hacia los costados ya que no se permite el desarrollo de la diagonal de compresión. [24]

Asteris (2003) haciendo un estudio paramétrico en modelos de elementos finitos, usando como variables el tamaño de la apertura y su posición encuentra que para aberturas superiores al 50%, el remanente de la mampostería ya no aporta rigidez adicional al sistema, y que las mayores reducciones de rigidez y resistencia se presentan cuando la apertura se encuentra en el centro del panel. Así también Nwofor y Chinwah (2012) mediante análisis de elementos finitos determinan que para aberturas superiores al 50% ya no existe ningún aporte de la mampostería a la resistencia del sistema. Además, Ephraim y Nwofor (2015 y 2016) determinan empíricamente un factor de reducción de resistencia del panel en función del porcentaje de apertura aplicable para sus casos de estudio.” [24]

4.4.2. Modelación de la mampostería en el programa de cálculo

Con las consideraciones acotadas en los numerales anteriores se inicia el proceso, estableciendo cuáles serán los pórticos influenciados por el efecto de la mampostería confinada entre columnas y vigas, para lo cual se analizaron todos los ejes, estableciendo el valor de área que representaría el “INFILL PANEL” como lo denomina la bibliografía y normativa citada en capítulos anteriores, así como los paneles de mampostería que tuviesen aperturas inferiores al 40% del área total del panel.

Se realizaron comprobaciones de cada una de las áreas de paredes del edificio con aberturas considerables (mayores al 40% del área de la mampostería) y se determinó las ubicaciones en las que los paneles de mampostería si causarían algún efecto en los pórticos de las estructuras analizadas considerando únicamente las paredes que coinciden con las direcciones de los pórticos y aquellas cuyas aperturas representan menos del 40% del área total del panel.

En el caso de la Estructura I se tiene la siguiente distribución para dibujarla en el modelo estructural, siendo el color azul el que representa a los paneles parcialmente llenos o con aperturas inferiores al 40% del área total y el color verde los paneles completamente llenos, teniendo la siguiente distribución:

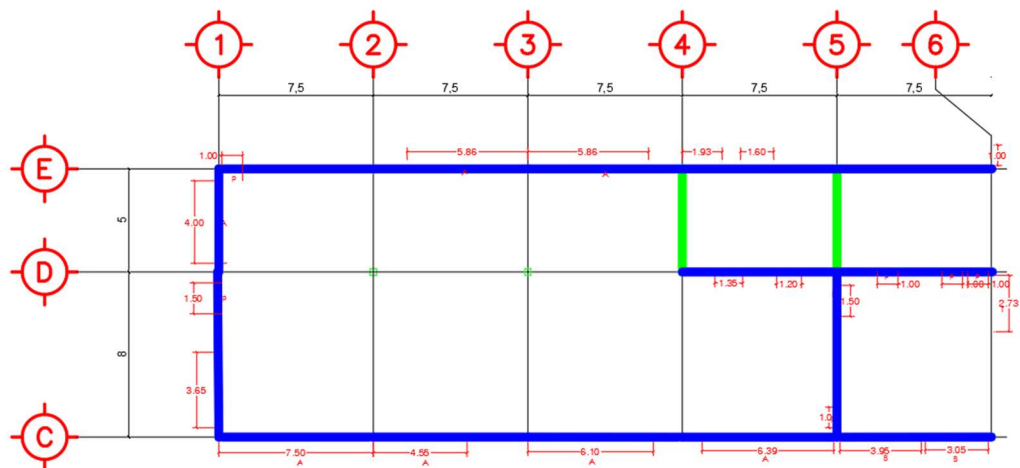


Figura 56. Mampostería a considerar en $Nv+0.18$ en modelado de la estructura I

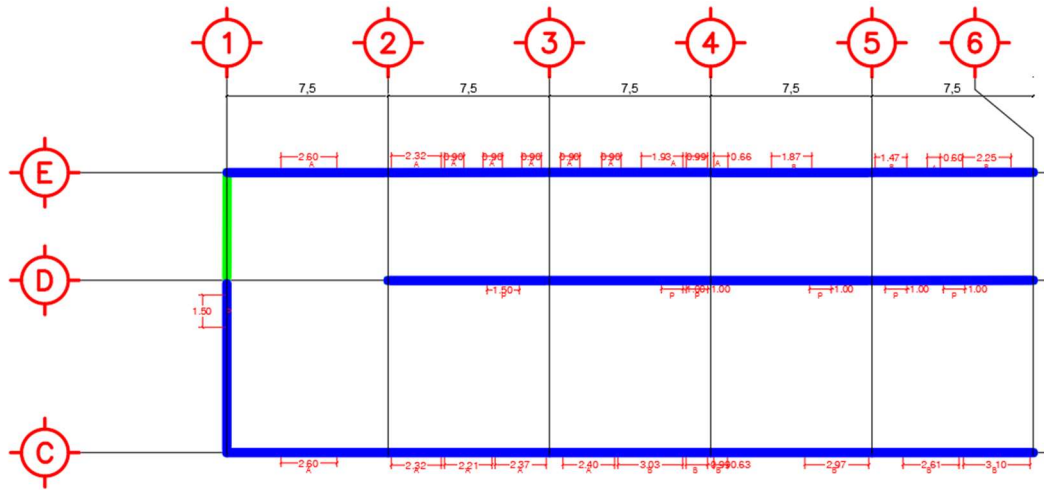


Figura 57. Mampostería a considerar en $Nv+4.68$ en modelado de la estructura I

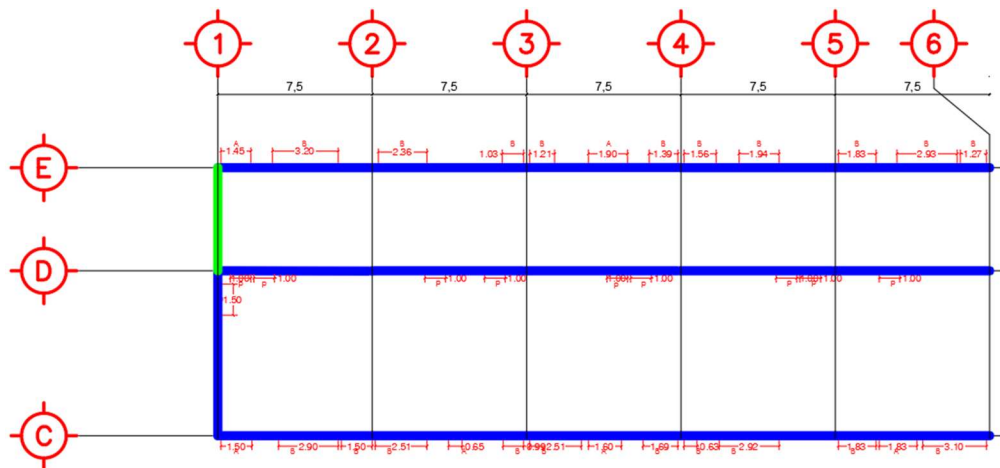


Figura 58. Mampostería a considerar en $Nv+9.18$ en modelado de la estructura I

- Consecuentemente se definió los puntales rígidos que conectarán el elemento link, mismos que no influirá el material asignado, ya que las propiedades a establecer harán que no se considere su peso ni masa, así como también valores muy grandes en propiedades de rigidez de la siguiente forma:

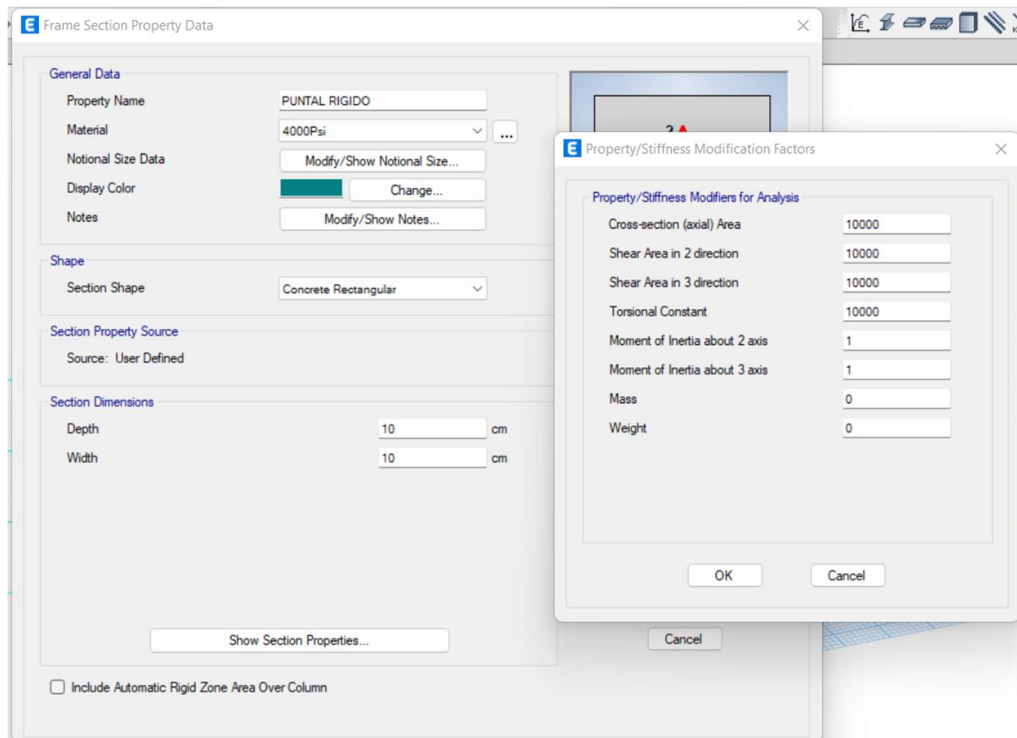


Figura 59. Creación de Puntales rígidos en el programa

- Posteriormente, se definieron los elementos tipo link, que serán los elementos centrales de la idealización del modelo de Rodríguez, para estos elementos se consideró la rigidez de descarga dependiente del desplazamiento máximo encontrado, y para la calibración del modelo histerético se asignó los valores del ensayo del estudio realizado por Játiva y Torres [25]; es preciso indicar que se ha elegido este ensayo por haber sido realizado con un pórtico de estructura metálica empernada de igual característica a la Estructura I de este estudio.

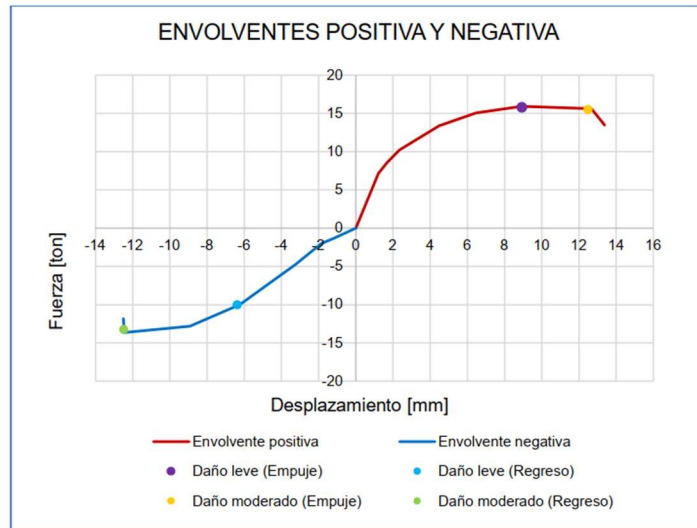


Figura 60. Envolventes positiva y negativa para pórtico de acero con juntas emperradas y relleno de mampostería de bloque [25]

Como no se presentaba la tabla de valores de las curvas en la publicación de Játiva y Torres se procedió a utilizar el programa GETDATA , de uso libre para la generación de la tabla de los datos a partir de la imagen para generar la curva.

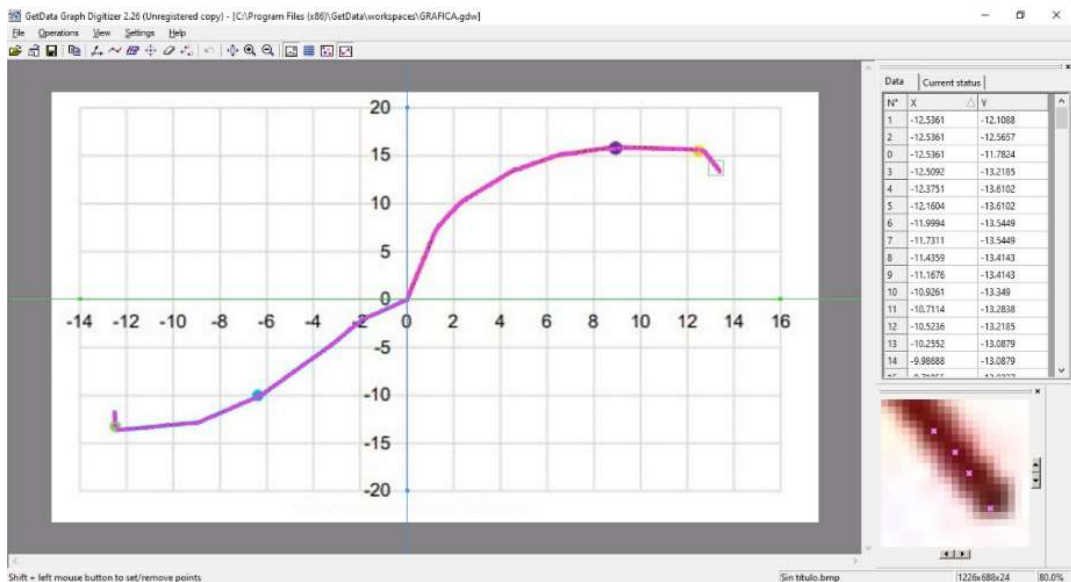


Figura 61. Generación de tabla de puntos para curva de envolventes positiva y negativa para pórtico de acero con juntas emperradas y relleno de mampostería de bloque [26]

Con los datos obtenidos de la curva se generaron dos tipos de elementos link para representar los pórticos de marco llenos y parcialmente llenos con la diferencia del valor de rigidez conforme lo indicado anteriormente.

E Link Property Data

General

Link Property Name: MARCO-RELLENO
 Link Type: MultiLinear Plastic
 Link Property Notes: Modify/Show Notes...
 P-Delta Parameters: Modify/Show...
 Acceptance Criteria: Modify/Show...
 None specified

Total Mass and Weight

Mass: 0 tonf-s²/cm
 Weight: 0 tonf
 Rotational Inertia 1: 0 tonf-cm-s²
 Rotational Inertia 2: 0 tonf-cm-s²
 Rotational Inertia 3: 0 tonf-cm-s²

Factors for Line and Area Springs

Link/Support Property is Defined for This Length When Used in a Line Spring Property: 2.54 cm
 Link/Support Property is Defined for This Area When Used in an Area Spring Property: 6.5 cm²

Directional Properties

Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...	<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...	<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...	<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

Fix All Clear All

Stiffness Options

Stiffness Used for Linear and Modal Load Cases: Effective Stiffness from Zero, Else Nonlinear
 Stiffness Used for Stiffness-proportional Viscous Damping: Initial Stiffness (K0)
 Stiffness-proportional Viscous Damping Coefficient Modification Factor: 1

OK Cancel

E Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: MARCO-RELLENO
 Direction: U1
 Type: MultiLinear Plastic
 NonLinear: Yes

Linear Properties

Effective Stiffness: 9.9701 tonf/cm
 Effective Damping: 0 tonf-s/cm

Shear Deformation Location: Distance from End-J: cm

Multilinear Force-Displ Relation

Pt	Displ (cm)	Force (tonf)
1	-1.254	-11.78
2	-1.252	-12.57
3	-1.238	-13.61
4	-1.2	-13.54
5	-1.144	-13.41

Max: (0.906, 15.76); Min:

Hysteresis Type and Associated Parameters

Hysteresis Type: Takeda
 No Parameters are Required for this Hysteresis Type

Hysteresis Definition Diagram

Takeda Hysteresis Model

OK Cancel

Figura 62. Elementos LINK para representar marcos llenos

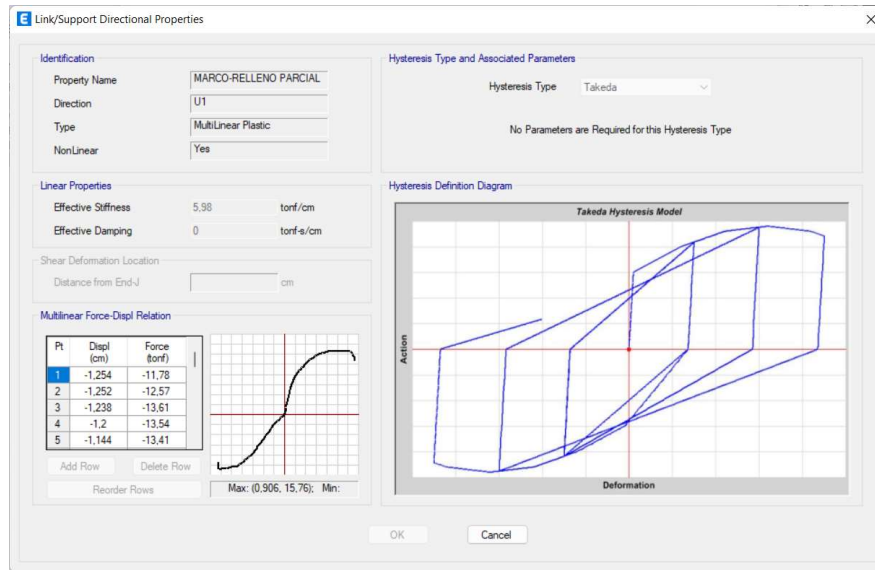


Figura 63. Elementos LINK para representar marcos parcialmente llenos

- Con los elementos predefinidos, se procedió a dibujar las mamposterías conforme la distribución de las figuras 56, 57 y 58, utilizando para ello cuatro puntales rígidos creados anteriormente, y como mecanismo central los elementos tipo link que están colocados a la mitad de altura de las columnas en el segundo tercio del vano, de tal forma que, al tener los puntales rígidos, sólo se deformarán los elementos links.

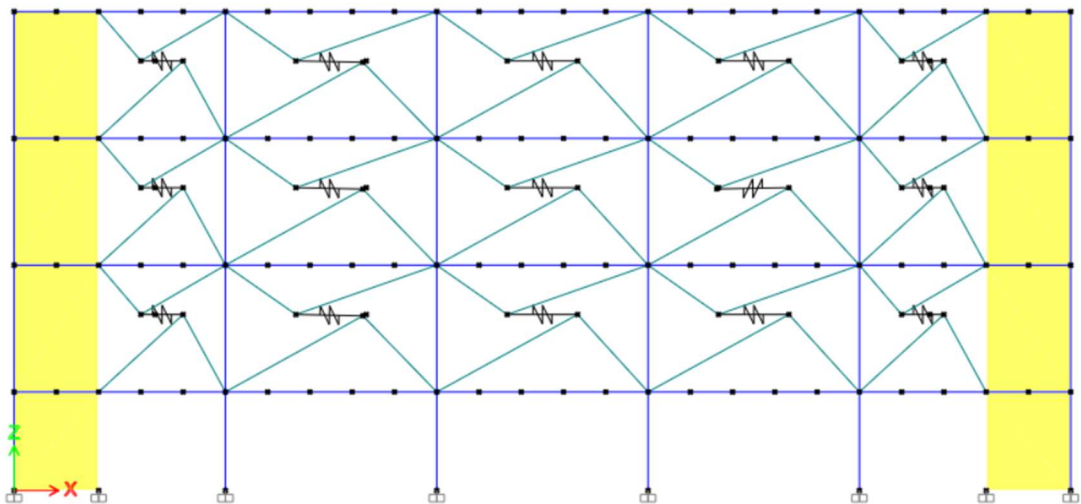


Figura 64. Modelado de la estructura I de la Mampostería a considerar en Eje C

4.4.3. Análisis Estático no lineal para los modelos que consideran mampostería

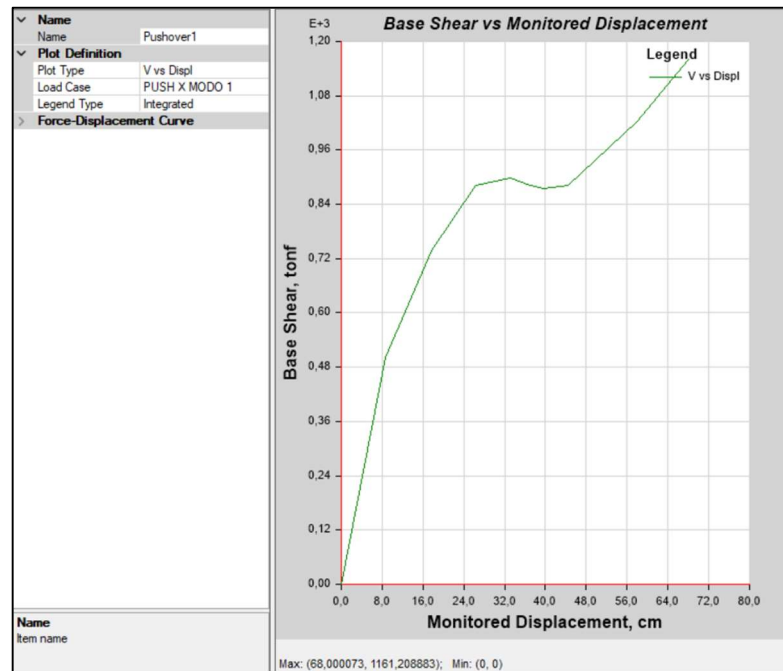


Figura 65. Cortante- Desplazamiento - Pushover X para la Estructura I con acción de mampostería Confinada.

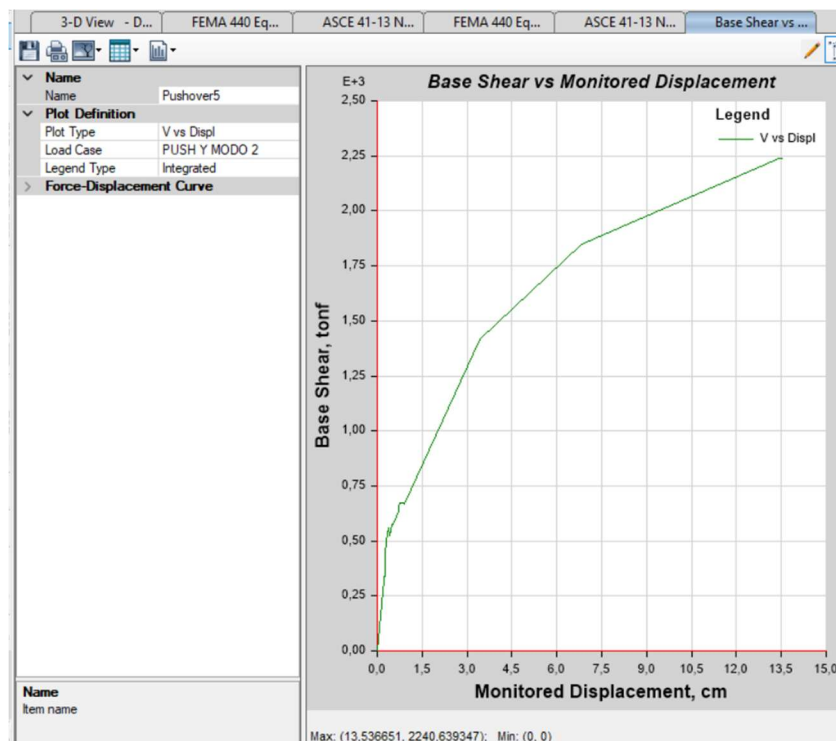


Figura 66. Cortante- Desplazamiento - Pushover Y para la Estructura I con acción de mampostería Confinada.

Punto de desempeño para los modelos que consideran mampostería

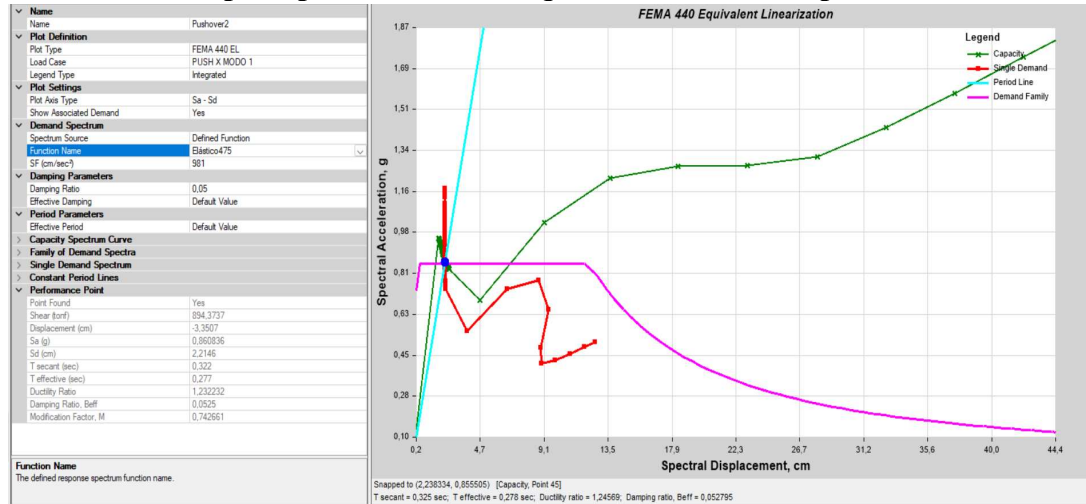


Figura 67. Punto de desempeño demanda/capacidad Pushover X para sismo Raro - Estructura I con acción de mampostería Confinada.

Y se obtiene las coordenadas V, Sd (894,37 Ton 2,215 cm) para este caso.

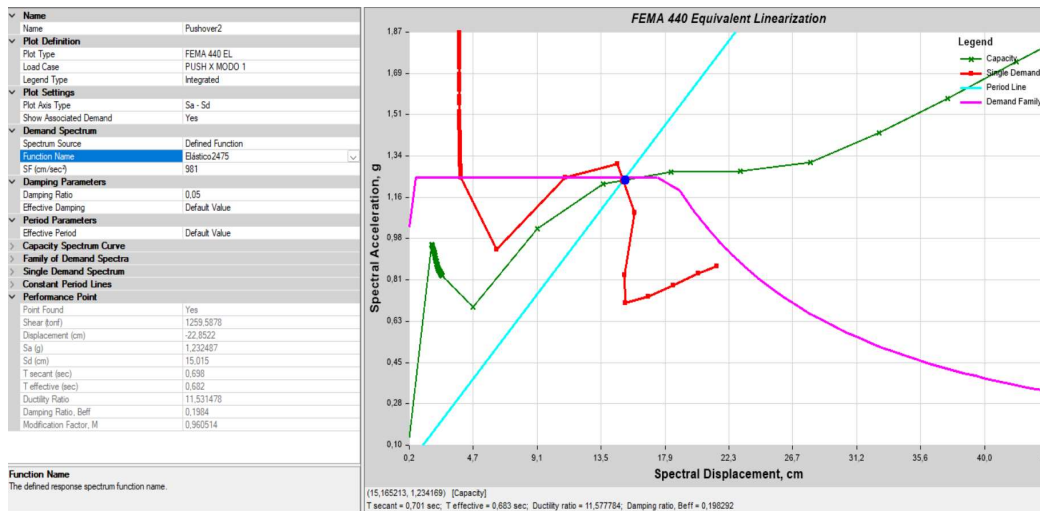


Figura 68. Punto de desempeño demanda/capacidad Pushover X para sismo Muy Raro - Estructura I con acción de mampostería Confinada.

Y se obtiene las coordenadas V,Sd (1259,6 ton 15,012cm) para este caso.

4.4.4. Punto de Fluencia para los modelos que consideran mampostería

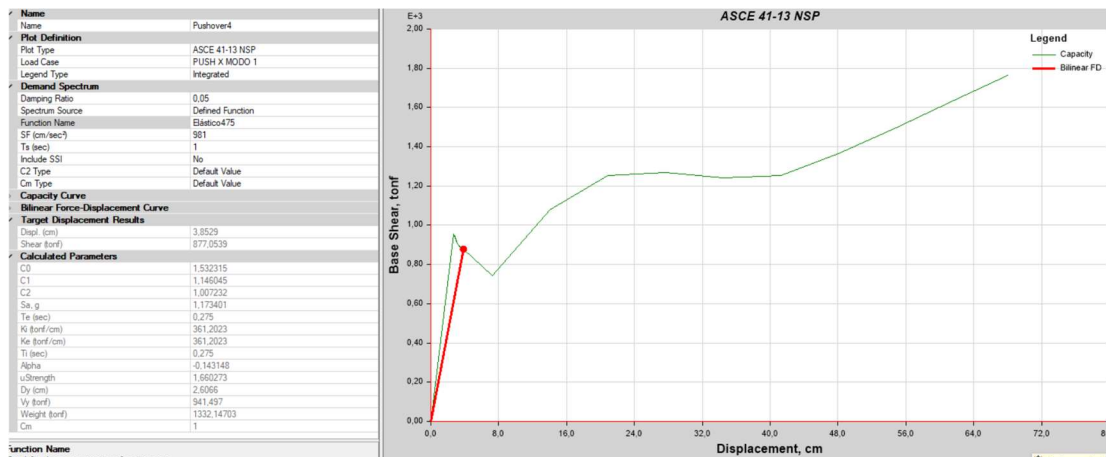


Figura 69. Punto de fluencia Pushover X para Sismo Raro Estructura I con acción de mampostería Confinada.

En esta parte se visualiza la curva de capacidad y el modelo bilineal. Dicho punto marca el límite entre el rango elástico e inelástico.

$$D_y = 2,6 \text{ cm}$$

$$V_y = 941,5 \text{ Ton}$$

Siendo éstas las coordenadas (D_y , V_y) del punto de fluencia dado por el programa.

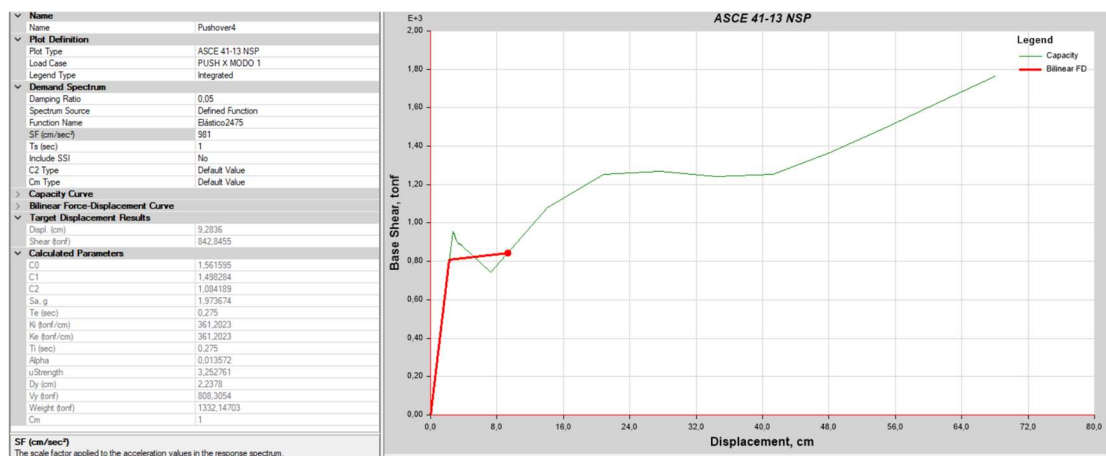


Figura 70. Punto de fluencia Pushover X para Sismo Muy Raro Estructura I con acción de mampostería Confinada.

$$D_y = 2,2 \text{ cm}$$

$$V_y = 808,3 \text{ Ton}$$

En el sentido Y no se logra dibujar el punto de desempeño, por tanto no se cumple con los niveles de desempeño objetivo en este sentido para el Sismo Raro de periodo de retorno de $T_r=475$ años, según las siguientes figuras:

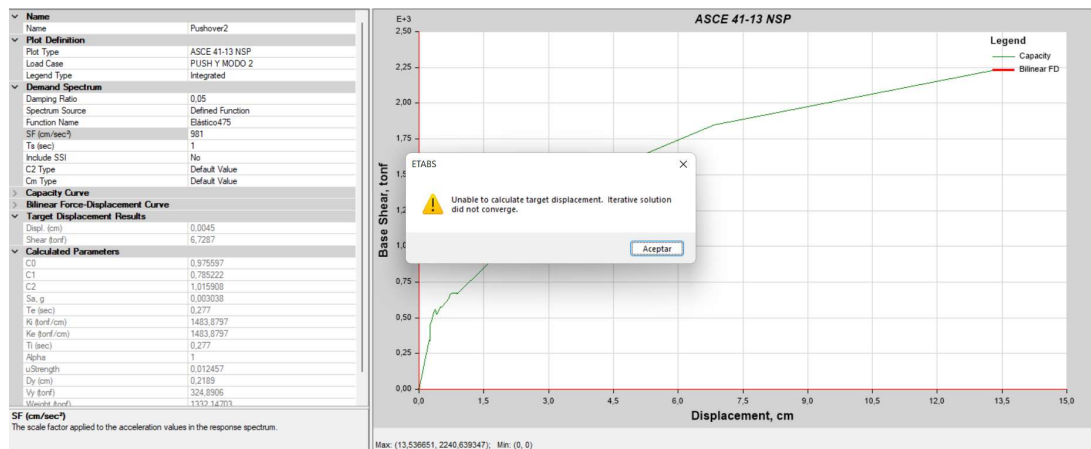


Figura 71. No se encuentra Punto de fluencia en sentido Y para Sismo Raro $T_r=475$ años- Estructura I con acción de mampostería Confinada.

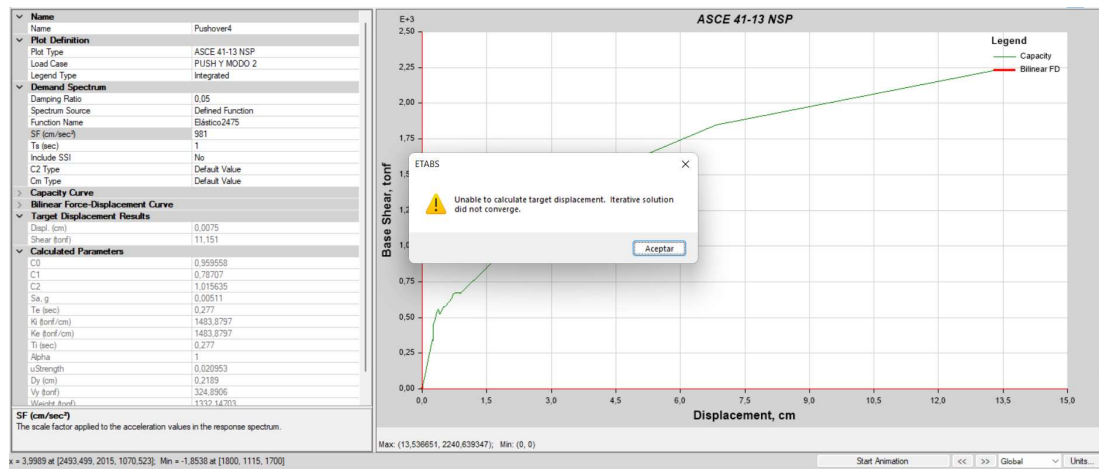


Figura 72. No se encuentra Punto de fluencia en sentido Y para Sismo Muy Raro $T_r=2475$ años- Estructura I con acción de mampostería Confinada.

4.4.5. Desempeño objetivo considerando efectos de mampostería

Considerando el desempeño objetivo para la Estructura I, se tiene lo siguiente:

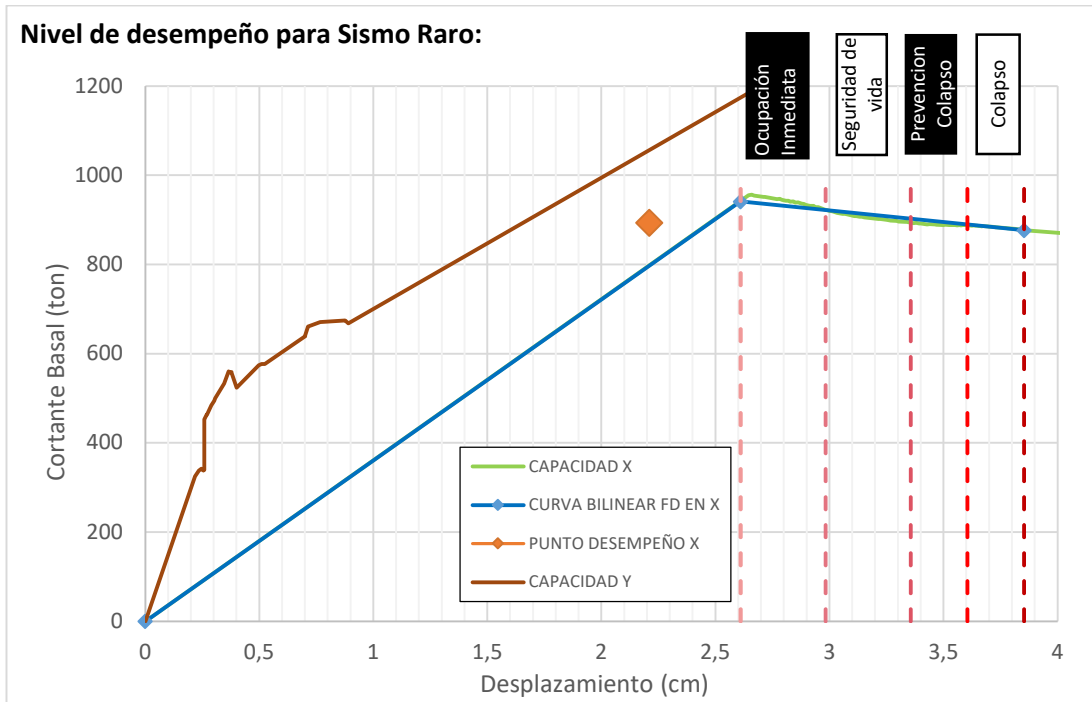


Figura 73. Nivel de desempeño en X y Y para Sismo Raro Estructura I, considerando efecto de mampostería confinada

Tabla 27. Verificación de cumplimiento de desempeño objetivo NEC en Sentido X para el modelo que considera mampostería

		Nivel de desempeño de la edificación				
		Operacion al	Ocupación Inmediata	Seguridad de vida	Prevención del Colapso	Colapso
Sismo Raro 10% de excedencia en 50 años	Desempeño alcanzado					
	Desempeño Objetivo NEC					

Con lo cual, según la gráfica, para el Sismo Raro sólo en dirección X se cumple con el objetivo de desempeño.

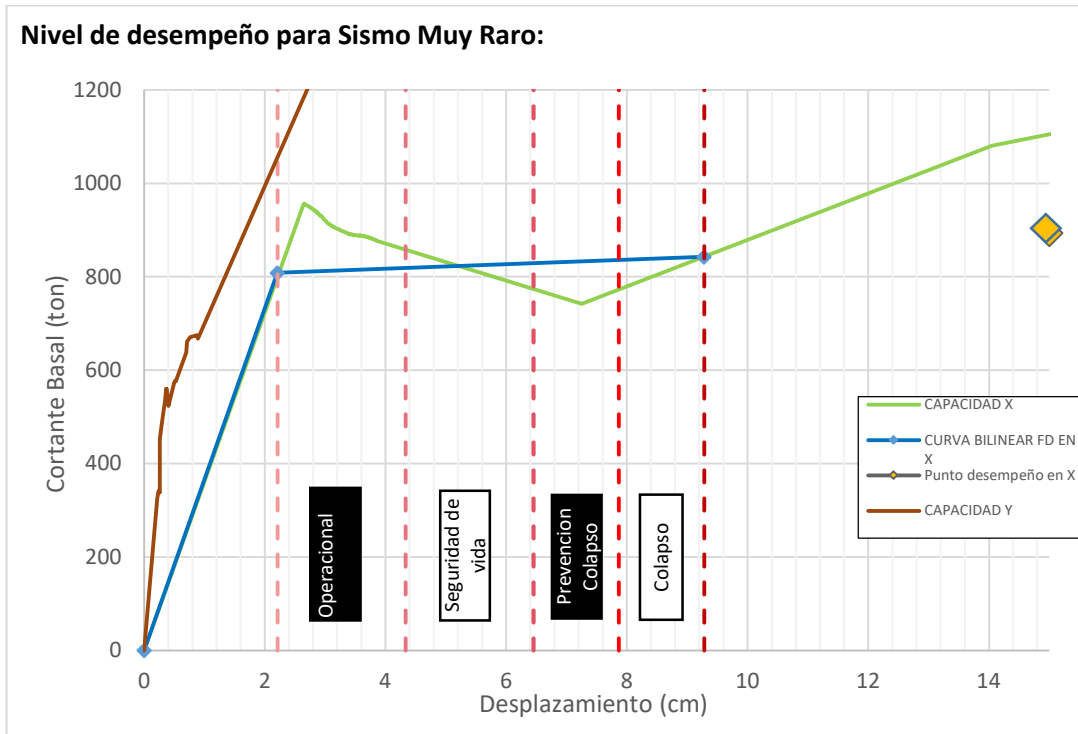


Figura 74. Nivel de desempeño en para Sismo Muy Raro Estructura I, considerando efecto de mampostería confinada

Tabla 28. Verificación de cumplimiento de desempeño objetivo NEC en Sentido X para el modelo que considera mampostería

		Nivel de desempeño de la edificación				
		Operacion al	Ocupación Inmediata	Seguridad de vida	Prevención del Colapso	Colapso
Sismo Muy Raro 2% de excedencia en 50 años	Desempeño alcanzado					
	Desempeño Objetivo NEC					

Con lo cual, se puede decir que la Estructura I con acción de mampostería confinada no cumple con el desempeño objetivo para el Sismo Muy Raro.

4.4.6. Derivas de piso

Finalmente se ha obtenido los datos de las derivas máximas por piso del análisis estático no lineal, mediante las siguientes gráficas:

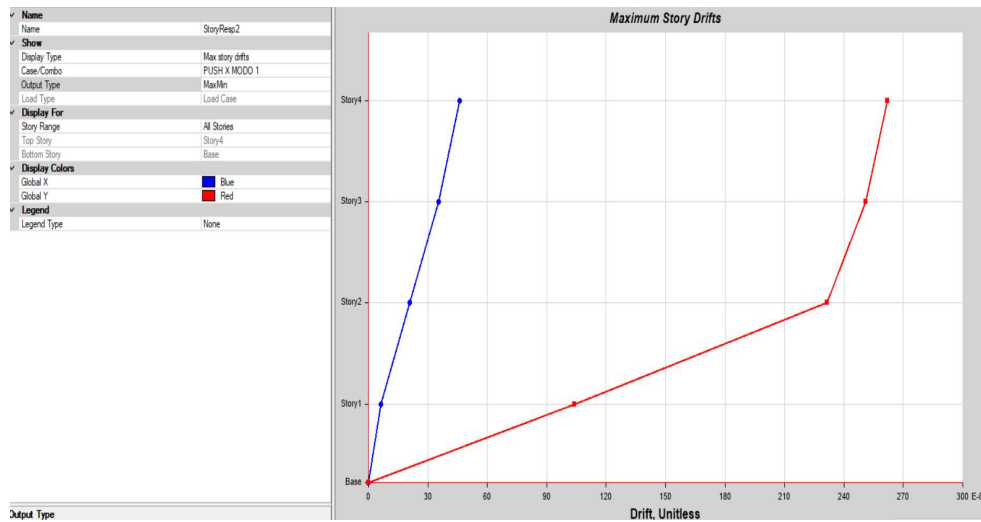


Figura 75. Derivas máximas Pushover X Estructura I sin acción de mampostería Confinada.

Este similar proceso repetitivo del numeral 4.1 al 4.1.8.4, se realizó para las Estructuras II y III, teniendo como resultados comparativos en el siguiente numeral

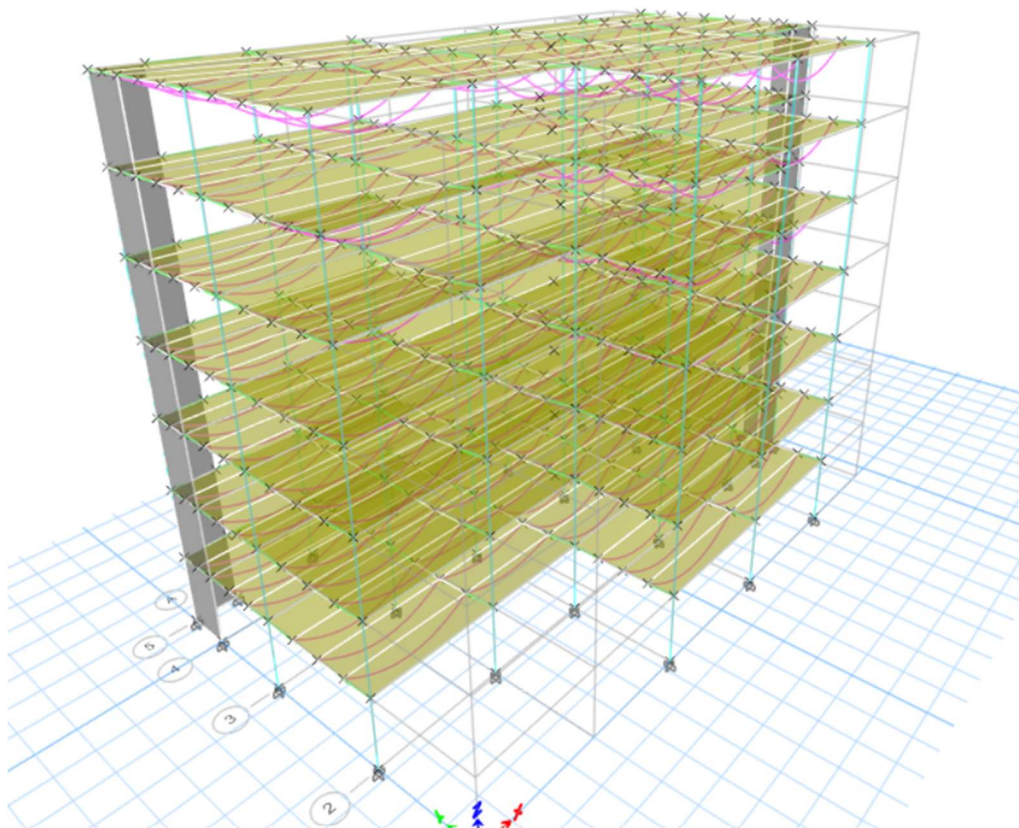


Figura 76. Estructura II Analizada sin efecto de la mampostería

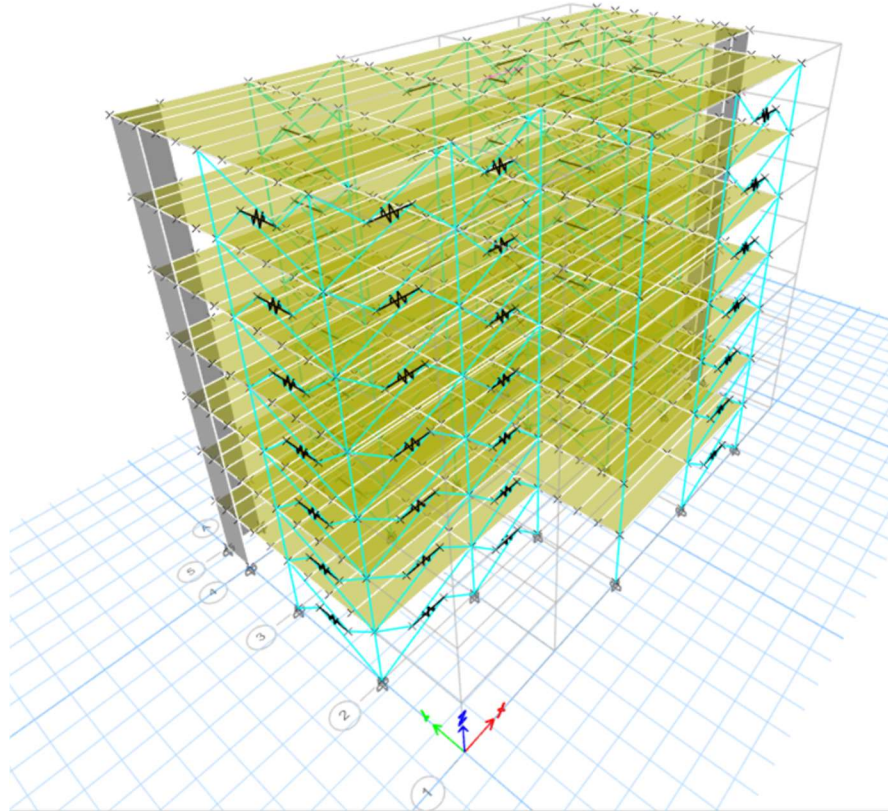


Figura 77. Estructura II Analizada con efecto de la mampostería

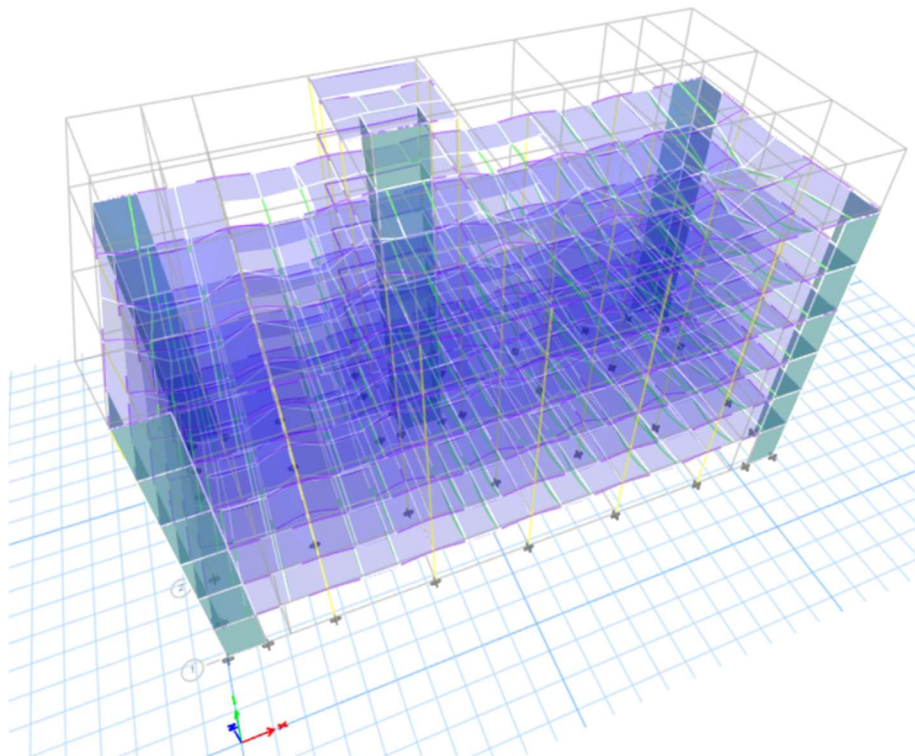


Figura 78. Estructura III Analizada sin efecto de la mampostería

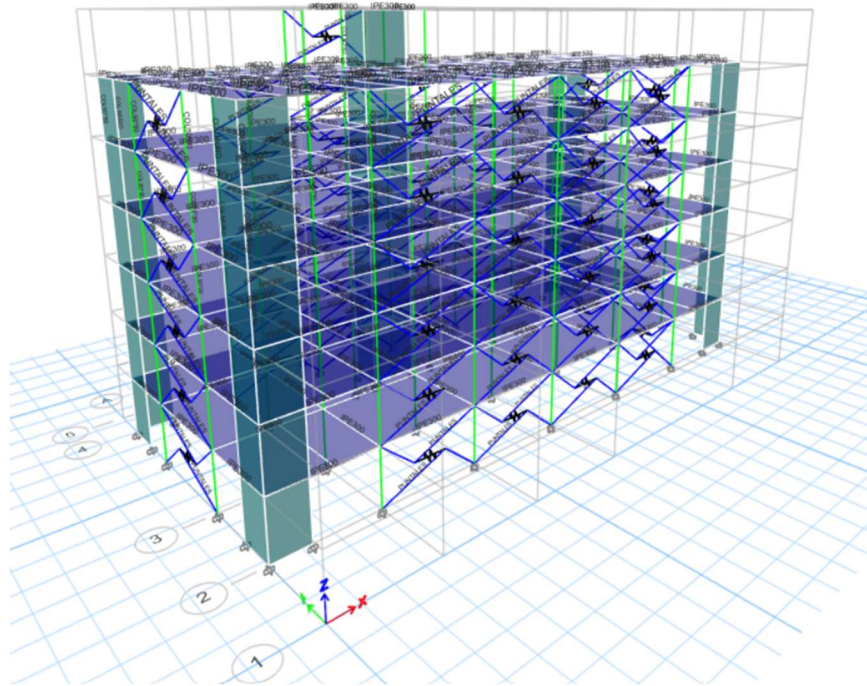


Figura 79. Estructura III Analizada con efecto de la mampostería

Finalmente, a manera de resumen se ha efectuado un cuadro comparativo del comportamiento de la Estructura II (Ver Anexo 3 y 4) y Estructura III (Ver Anexo 5 y 6) cuyas variaciones son similares en períodos y derivas.

Tabla 29. Comparación de Períodos de la Estructura II

Análisis	Sin considerar efectos de mampostería (seg)	Considerando efectos de mampostería	Variación por mampostería	% de variación
Modal 1	1,069	0,919	Disminución	14,03%
Modal 2	0,693	0,666	Disminución	3,90%
Modal 3	0,626	0,587	Disminución	6,23%

Tabla 30. Comparación de Derivas Máx. en Sentido X de Análisis de la Estructura II

Análisis	Sin considerar efectos de mampostería	Considerando efectos de mampostería	Variación por mampostería	% de variación
Espectral X	0,98%	0,92%	Disminución	6,07%
Espectral Y	2,29%	1,94%	Disminución	15,50%
Pushover X	2,48%	2,19%	Disminución	11,69%

Tabla 31. Comparación de Curvas de Capacidad Pushover X de la Estructura II

Puntos en Sentido X de Análisis	Sin efectos de mampostería	Con efectos de mampostería	Variación por mampostería	% de variación
De desempeño en desplazamiento (cm)	18,38	18,79	Incremento	2,23%
De desempeño en g	1,037	1,019	Disminución	1,74%
De Fluencia en desplazamiento (cm)	13,5	14,2566	Incremento	5,60%
De Fluencia en Cortante (Ton)	1382,6049	1465,56	Incremento	6,00%
Límite de estabilidad en desplazamiento (cm)	25,2617	26,2013	Incremento	3,72%
Límite de estabilidad en Cortante (Ton)	2148,3953	2183,0281	Incremento	1,61%
Nivel de desempeño para sismo de Tr=475 años	Seguridad de vida	Seguridad de vida		

Tabla 32. Comparación de Períodos de la Estructura III

Análisis	Sin considerar efectos de mampostería (seg)	Considerando efectos de mampostería	Variación por mampostería	% de variación
Modal 1	0,533	0,516	Disminución	3,19%
Modal 2	0,491	0,483	Disminución	1,63%
Modal 3	0,373	0,364	Disminución	2,41%

Tabla 33. Comparación de Derivas Máx. en Sentido X de Análisis de la Estructura III

Análisis	Sin considerar efectos de mampostería	Considerando efectos de mampostería	Variación por mampostería	% de variación
Espectral X	0,60%	0,57%	Disminución	3,70%
Espectral Y	0,69%	0,62%	Disminución	10,11%
Pushover X	3,07%	2,39%	Disminución	22,13%

Tabla 34. Comparación de Curvas de Capacidad Pushover X de la Estructura III

Puntos	Sin considerar efectos de mampostería	Considerando efectos de mampostería	Variación por mampostería	% de variación
De desempeño en desplazamiento (cm)	7,39	7,79	Incremento	5,41%
De desempeño en g	1,24	1,33	Incremento	7,26%
De Fluencia en desplazamiento (cm)	7,91	6,19	Disminución	21,74%
De Fluencia en Cortante (Ton)	965,64	822,99	Disminución	14,77%
Límite de estabilidad en desplazamiento (cm)	9,98	9,43	Disminución	5,51%
Límite de estabilidad en Cortante (Ton)	1195,87	1173,26	Disminución	1,89%
Nivel de desempeño alcanzado	Operacional	Ocupación Inmediata	Disminución	

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- En todos los casos la presencia de la mampostería produce una disminución significativa en los valores de periodo de la estructura, y debido a que los períodos de vibración en edificaciones dependen de su rigidez y masa, es lógico pensar que mientras más rigidez, menor periodo. Principalmente los primeros modos de vibrar controlan el comportamiento estructural, siendo el más significativo el de periodo fundamental, que es el más largo, y a partir del cual se toman muchas consideraciones para el diseño.
- Con la influencia de la mampostería confinada se produce una ligera reducción de las derivas de piso para todos los casos, debido al aporte de rigidez de los paneles.
- Una vez obtenido el desplazamiento lateral máximo en la edificación con mampostería, es posible determinar el desempeño sísmico de la edificación y el nivel de daño en elementos estructurales y no estructurales.
- Para la primera estructura mediante este análisis se puede observar que cumple los criterios de desempeño para la dirección X pero no cumple éstos mismos criterios para ambos casos para la dirección Y para Sismo Raro y Muy Raro.
- En el caso de la Estructura I, al no cumplirse con los criterios de desempeño objetivo para estructuras esenciales, se debe reforzar dicha edificación, y más aun considerando su importancia, pues como las cataloga la propuesta del Comité de Visión 2000, éstas estructuras esenciales son aquellas consideradas críticas para las operaciones de atención en una emergencia sísmica, significando que

obligatoriamente tendrían que estar funcionales en la posterior recuperación del desastre.

- El desempeño objetivo fue alcanzado por las 3 estructuras en sentido X para los dos casos comparativos con el Sismo Raro con probabilidad de excedencia del 10% en 50 años y periodo de retorno de 475 años.
- En la estructura esencial debido a los requerimientos de comportamiento, aparentemente la presencia de paneles de relleno de mampostería, no generaría un aporte positivo para el desempeño en un Sismo Muy raro, puesto que los desplazamientos en el rango no lineal se reducen notablemente, haciendo que la estructura se sitúe en el nivel de desempeño del colapso, sin alcanzar el desempeño objetivo para el sismo con probabilidad de excedencia del 2% en 50 años y periodo de retorno de 2475 años.
- En estructuras comunes en el rango no lineal la presencia de mampostería puede incrementar o disminuir, aunque en pequeña proporción los valores para resistir la demanda tanto en desplazamiento como en Cortante dependiendo de la configuración estructural de sus elementos.
- Una de las ventajas de realizar el análisis estático no lineal es conocer el comportamiento y verificar el cumplimiento del desempeño objetivo de las estructuras con las dos opciones.
- Conociendo el aporte de la mampostería hacia la estructura es posible reducir costo de construcción conforme las secciones requeridas para cubrir las demandas sísmicas.
- Particularmente en la segunda estructura en el análisis que no considera la presencia de la mampostería confinada se obtienen derivas superiores al 2% en el análisis dinámico, lo cual comúnmente sería resuelto por los calculistas incrementando secciones o añadiendo elementos estructurales para rigidizar la estructura, lo cual es resuelto en este estudio únicamente considerando los paneles de la mampostería existente conforme el plano arquitectónico.

- La longitud del link dibujado que corresponde a la tercera parte de la longitud del relleno se podría relacionar con la metodología de Crisafulli, para la creación de puntales simples cuya representación equivalente al relleno de la mampostería, era un puntal diagonal con un ancho efectivo que correspondería a un tercio de la longitud de la pared representada.

5.2. RECOMENDACIONES

- Para realizar este tipo de análisis estáticos no lineales es preciso indicar que es deseable que se los realice con estructuras completamente regulares ya que puede suceder que no se logre determinar el punto de desempeño de la estructura debido a que la curva de capacidad puede no converger al tener una estructura que no cumpla con los requisitos de regularidad geométrica, lo cual obligaría a realizarse un análisis historia tiempo.
- Para estructuras esenciales es indispensable que se diseñen con derivas menores al 1% para que puedan cumplir con los criterios de desempeño esperados para este tipo de estructuras.
- Los calculistas en todos sus diseños deberían considerar los pórticos llenos en los que la acción de la mampostería incrementa rigidez a la estructura.
- La información disponible hasta el momento podría resultar insuficiente en algunos casos donde se tenga edificaciones construidas con mampostería confinada, por lo cual siempre es recomendable continuar realizando estudios que completen los estudios experimentales, analíticos y de campo con lo que se podrá aportar mayor información a los calculistas y a las normativas de cada país para que puedan ir implementando mejores métodos para calibrar o ajustar los modelos como el este estudio.
- Para el caso de la estructura esencial frente a la demanda producida por el Sismo muy raro sería deseable que en estos casos se utilice un análisis de historia en el tiempo (dinámico no lineal) para verificar resultados.

5.3. REFERENCIAS

- [1] W. J. Carrillo León, “Modelación del comportamiento inelástico de pórticos de concreto con mampostería no reforzada”, Universidad de los Andes, Colombia, 2004. Consultado: el 12 de junio de 2021. [En línea]. Disponible en: <https://repositorio.uniandes.edu.co/handle/1992/10305>
- [2] M. Kahrizi y M. Tahamouli Roudsari, “Experimental Investigation of Conventional Methods of Anchoring Masonry Infills to Steel Frames in Iran”, *Bulletin of Earthquake Science and Engineering*, vol. 7, núm. 1, pp. 107–121, mar. 2020.
- [3] H. Dilmaç, H. Ulutas, H. Tekeli, y F. Demir, “The investigation of seismic performance of existing RC buildings with and without infill walls”, *Computers and Concrete*, vol. 22, pp. 439–447, nov. 2018, doi: 10.12989/cac.2018.22.5.439.
- [4] J. Yacila, G. Camata, J. Salsavilca, y N. Tarque, “Pushover analysis of confined masonry walls using a 3D macro-modelling approach”, *Engineering Structures*, vol. 201, p. 109731, dic. 2019, doi: 10.1016/j.engstruct.2019.109731.
- [5] Liliana González-Díaz, Francisco Calderín-Mestre, y Yailén Sánchez-Zamora, “CONSIDERACIONES ACERCA DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS DE ACERO EN CUBA”, *Ciencia en su PC*, vol. 1, núm. 4, Cuba, pp. 11–26, 2019.
- [6] A. Zhgun, “Design of the confined masonry building in Quito, Ecuador”, nov. 2018, Consultado: el 23 de septiembre de 2021. [En línea]. Disponible en: <https://iconline.ipleiria.pt/handle/10400.8/3740>
- [7] D. Paez Cornejo, *Influencia de muros de mampostería en el comportamiento de edificios de Manta durante el terremoto de 16 de abril del 2016, Pedernales-Ecuador*. 2017.
- [8] M. Jack, *Diseño de estructuras de acero - 5a ed.* Alfaomega Grupo Editor.
- [9] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, “Guía 3”, en *Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*, Primera., Quito: mprenta Activa, 2017, p. 68. [En línea]. Disponible en: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/10/GUIA-3-ACERO.pdf>
- [10] H. U. Sajid y R. Kiran, “Influence of high stress triaxiality on mechanical strength of ASTM A36, ASTM A572 and ASTM A992 steels”, *Construction and*

- Building Materials*, vol. 176, pp. 129–134, jul. 2018, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.05.018.
- [11] S. M. Monteagudo, M. J. Casati, y J. C. Gálvez, “Influencia del espesor de la junta de mortero en la capacidad de resistencia de la mampostería de ladrillo bajo cargas de compresión: una evaluación de ultrasonido”, *Revista de la construcción*, vol. 14, núm. 1, pp. 9–15, abr. 2017, doi: 10.4067/S0718-915X2015000100001.
- [12] A. Tena, “Diseño sísmico simplificado de estructuras con muros de mampostería aisladas sísmicamente”, *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, vol. 22, núm. 1, Art. núm. 1, abr. 2018, doi: 10.24133/riie.v22i1.627.
- [13] M. Diaz, C. Zavala, E. Flores, y L. Cardenas, “Development of analytical models for confined masonry walls based on experimental results in Lima city”, *Tecnia*, vol. 29, núm. 2, pp. 23–29, jul. 2019, doi: 10.21754/tecnica.v29i2.711.
- [14] W. W. El-Dakhkhni, M. Elgaaly, y A. A. Hamid, “Three-Strut Model for Concrete Masonry-Infilled Steel Frames”, *Journal of Structural Engineering*, vol. 129, núm. 2, pp. 177–185, feb. 2017, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:2(177).
- [15] V. Sarhosis, K. D. Tsavdaridis, y I. Giannopoulos, “Discrete element modelling (DEM) for masonry infilled steel frames with multiple window openings subjected to lateral load variations”, *Open Construction and Building Technology Journal*, vol. 8, pp. 93–103, jul. 2017.
- [16] A. Furtado, H. Rodrigues, y A. Arêde, “Modelling of masonry infill walls participation in the seismic behaviour of RC buildings using OpenSees”, *Int J Adv Struct Eng*, vol. 7, núm. 2, pp. 117–127, jun. 2015, doi: 10.1007/s40091-015-0086-5.
- [17] “Búsqueda de Publicación de Emergencia Portal de Compras Públicas”. <https://www.compraspublicas.gob.ec/ProcesoContratacion/compras/SL/view/Emergencia/buscarResolucion.cpe> (consultado el 11 de septiembre de 2022).
- [18] Norma Ecuatoriana de la Construcción, “Capítulos de la NEC”. Consultado: el 11 de agosto de 2022. [En línea]. Disponible en: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- [19] American Society of Civil Engineers, *ASCE 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, 41a ed. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2017. doi: 10.1061/9780784414859.

- [20] *Microzonificación Sísmica de Ambato* | ISBN 978-9942-9927-9-6 - Libro. Consultado: el 11 de agosto de 2022. [En línea]. Disponible en: <https://isbn.cloud/9789942992796/microzonificacion-sismica-de-ambato/>
- [21] Federal Emergency Management Agency, “356 | FEMA PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS”. Consultado: el 13 de agosto de 2022. [En línea]. Disponible en: <https://www.fema.gov/es/disaster/356>
- [22] C. D. Poland *et al.*, Eds., *Vision 2000: performance based seismic engineering of buildings*. Sacramento, CA: Structural Engineers Association of California, 1995.
- [23] J. J. Aguirre Sánchez y J. L. Bone Ramón, “Evaluación sísmica y propuesta de diseño de reforzamiento estructural para el edificio de la facultad de Ingeniería en Geología y Petróleos de la Escuela Politécnica Nacional, Quito-Ecuador.”, oct. 2018, Consultado: el 14 de agosto de 2022. [En línea]. Disponible en: <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/19778>
- [24] F. A. Pachano Álvarez, “Determinación de parámetros mecánicos para modelos no lineales de mampostería de relleno en pórticos de hormigón armado obtenidos de manera experimental”, sep. 2018, Consultado: el 14 de agosto de 2022. [En línea]. Disponible en: <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/19734>
- [25] I. J. Torres Morocho y J. P. Játiva Alvarado, “Estudio del reforzamiento de mampostería de bloque de hormigón mediante ensayos destructivos aplicados a pórticos de acero con juntas apernadas.”, ene. 2022, Consultado: el 7 de agosto de 2022. [En línea]. Disponible en: <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/22099>
- [26] “Digitize graphs and plots - GetData Graph Digitizer - graph digitizing software”. <http://getdata-graph-digitizer.com/> (consultado el 6 de septiembre de 2022).
- [27] “NEC-SE-DS-Peligro-Sísmico-parte-1.pdf”. Consultado: el 11 de agosto de 2022. [En línea]. Disponible en: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS-Peligro-S%C3%ADsmico-parte-1.pdf>

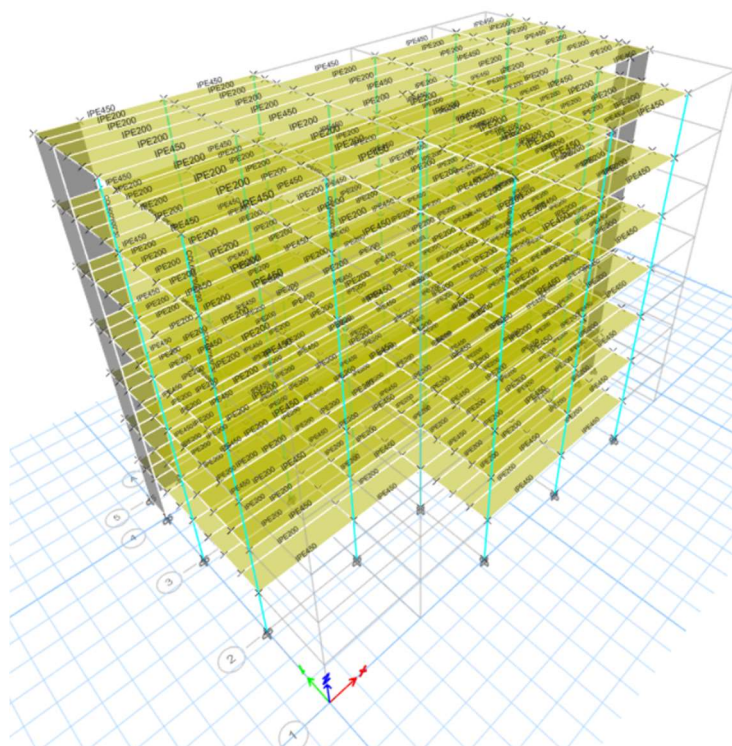
ANEXOS

- ANEXO A) ESTRUCTURAS ANALIZADAS**

Anexo A1: Estructura II - Otras Estructuras

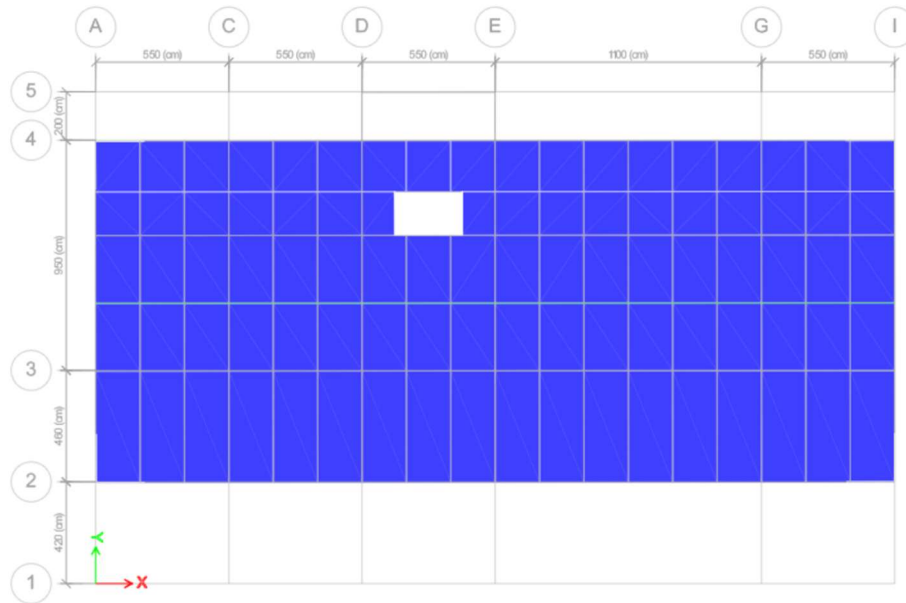


Vista en Planta Estructura II

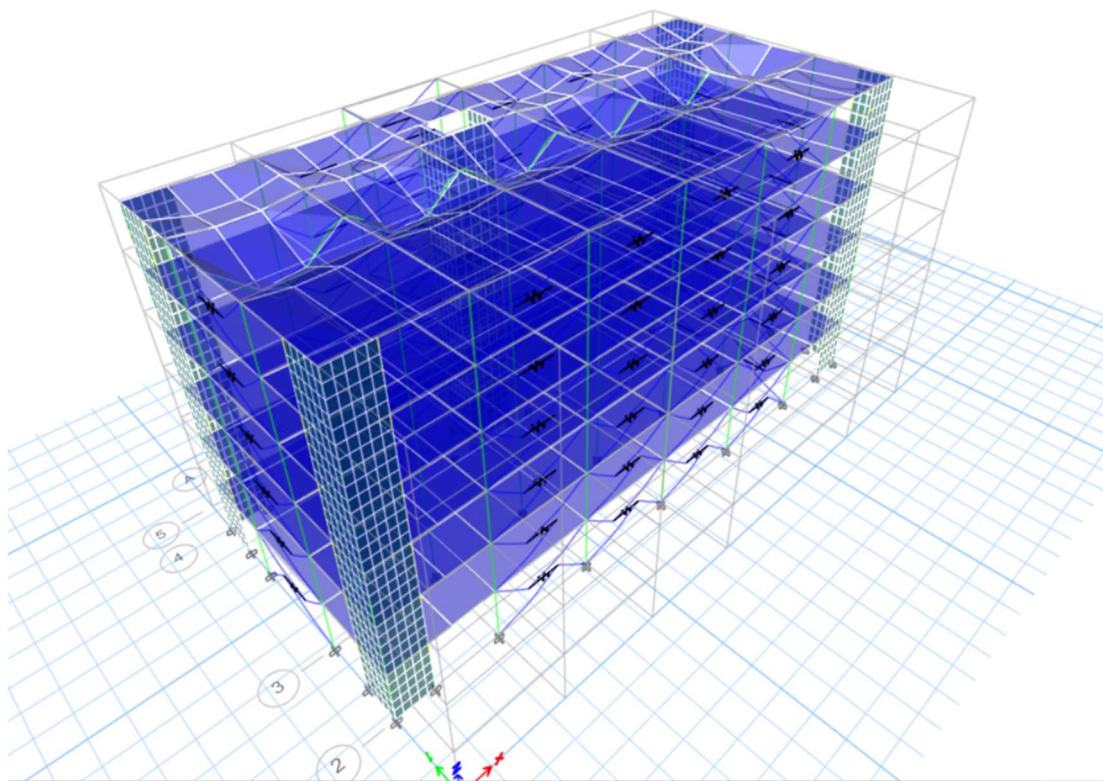


Vista en 3D Estructura II

Anexo A2: Estructura III - Otras Estructuras



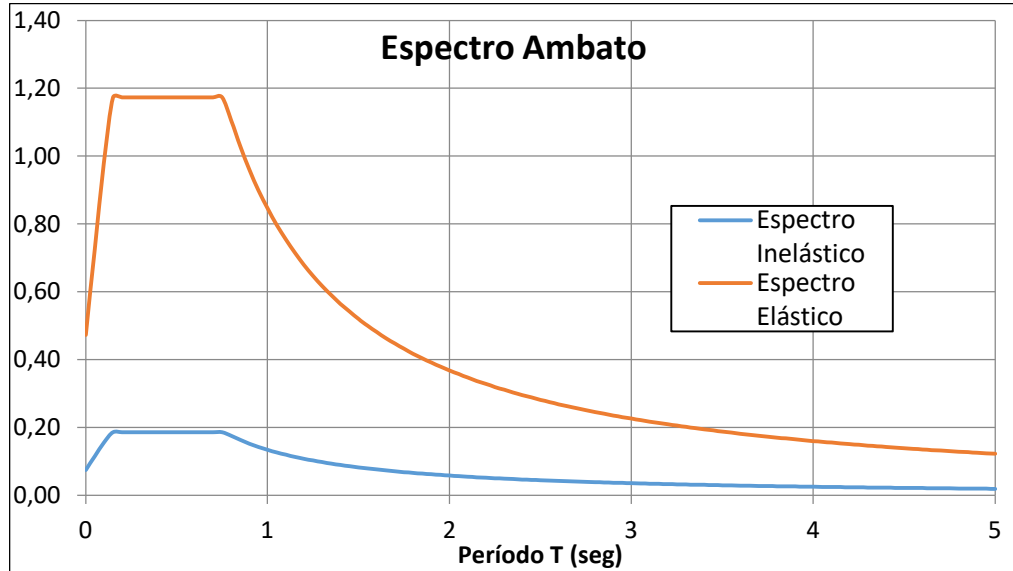
Vista en Planta Estructura III



Vista en 3D Estructura III

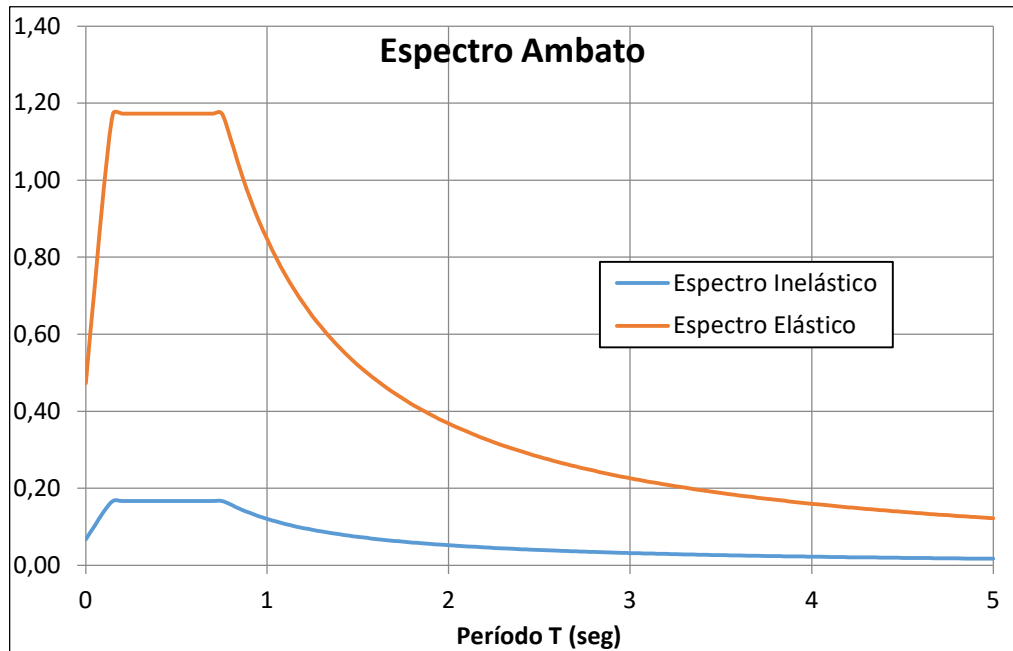
- **ANEXO B): ESPECTROS DE RESPUESTA CONFORME MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE AMBATO**

Anexo B1:



Espectros para $T_r=475$ años - Estructura II

Anexo B2:



Espectros para $T_r=475$ años - Estructura III

ANEXO C : REPORTE DE ANÁLISIS DEL PROGRAMA DE CÁLCULO
ESTRUCTURA II SIN ACCIÓN DE LA MAMPOSTERÍA

Anexo C1) Story Response - Maximum Story Drifts X

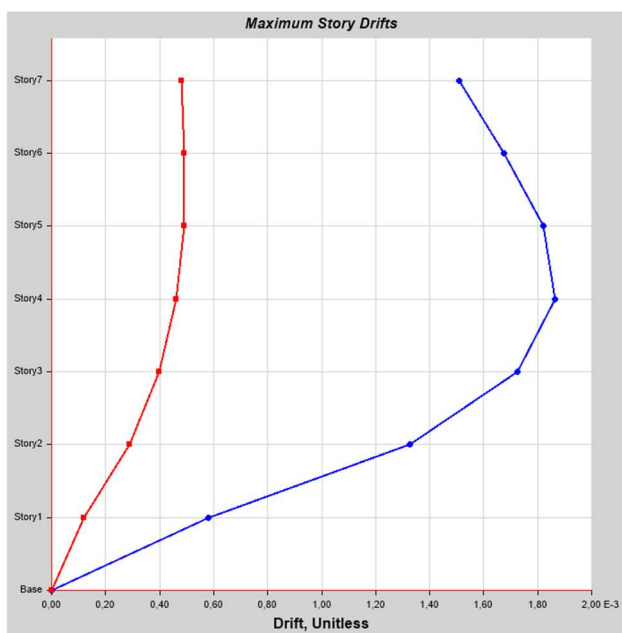
Summary Description

This is story response output for a specified range of stories and a selected load case or load combination.

Input Data

Name	StoryResp1		
Display Type	Max story drifts	Story Range	All Stories
Load Case	espectro X	Top Story	Story7
Output Type	Not Applicable	Bottom Story	Base

Plot



Tabulated Plot Coordinates

Story Response Values

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	cm			
Story7	2310	Top	0,00151	0,000481
Story6	1980	Top	0,001676	0,000491
Story5	1650	Top	0,001822	0,00049

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	cm			
Story4	1320	Top	0,001863	0,000462
Story3	990	Top	0,001724	0,000399
Story2	660	Top	0,001327	0,000289
Story1	330	Top	0,000579	0,000121
Base	0	Top	0	0

Anexo C2) Story Response - Maximum Story Drifts Y

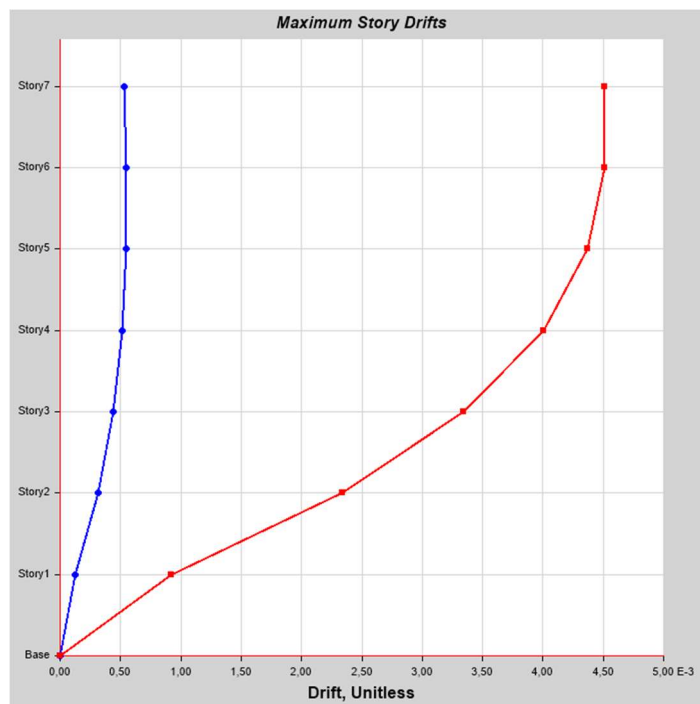
Summary Description

This is story response output for a specified range of stories and a selected load case or load combination.

Input Data

Name	StoryResp1		
Display Type	Max story drifts	Story Range	All Stories
Load Case	espectro Y	Top Story	Story7
Output Type	Not Applicable	Bottom Story	Base

Plot



Tabulated Plot Coordinates

Story Response Values

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	cm			
Story7	2310	Top	0,000527	0,004514
Story6	1980	Top	0,000548	0,004509
Story5	1650	Top	0,000548	0,004369
Story4	1320	Top	0,000517	0,004004
Story3	990	Top	0,000443	0,003345
Story2	660	Top	0,000317	0,002336
Story1	330	Top	0,000127	0,000924
Base	0	Top	0	0

Anexo C3) Pushover Curve - Base Shear vs Monitored Displacement

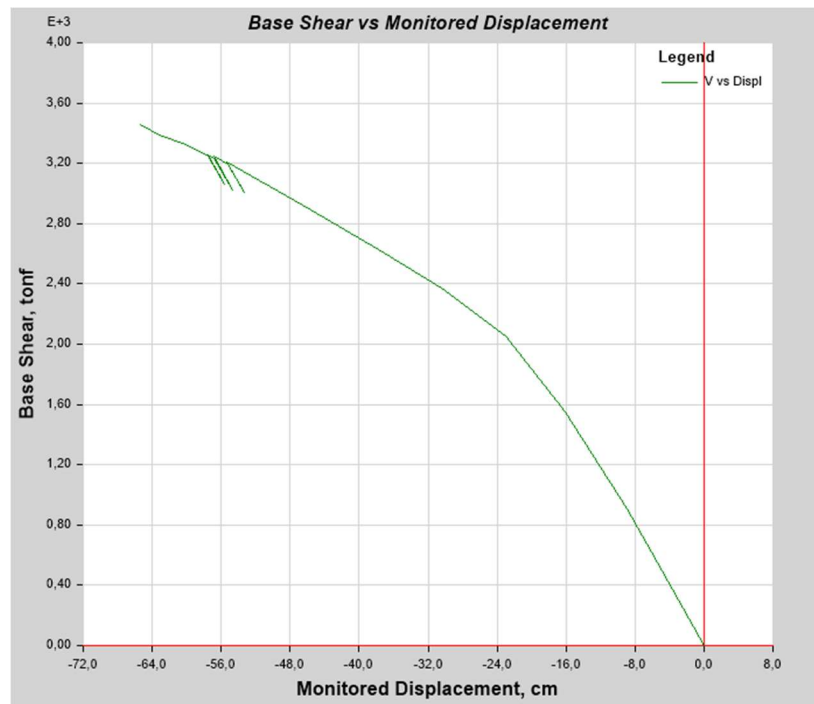
Summary Description

This is the base shear vs monitored displacement data for a pushover analysis.

Input Data

Name Pushover2
 Load Case PUSHOVER X MODO 2 Plot Type V vs Displ

Plot



Tabulated Plot Coordinates

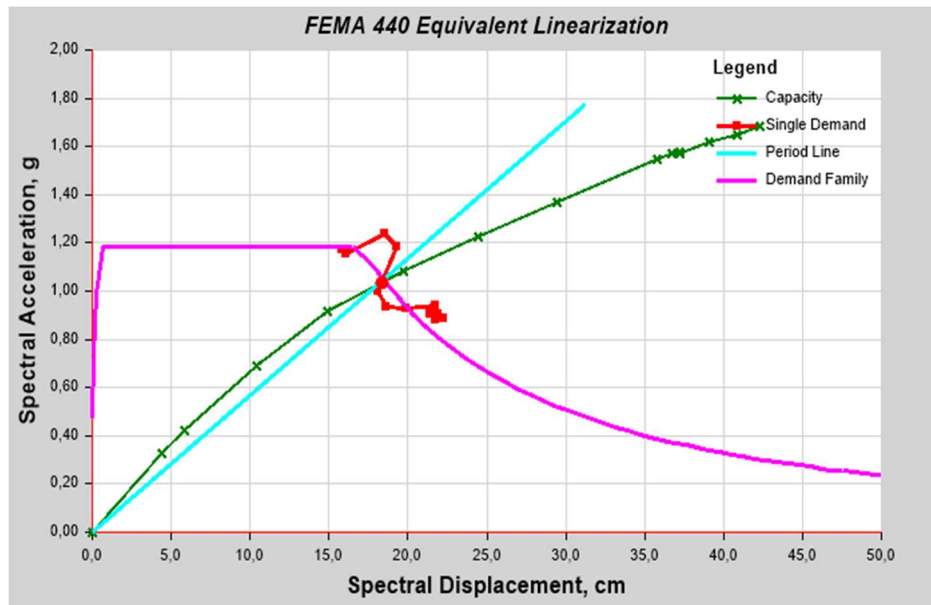
Capacity Curve Coordinates (Part 1 of 2)

Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP
	cm	tonf								
0	0	0	738	0	0	0	0	738	0	0
1	-6,6	675,9369	738	0	0	0	0	738	0	0
2	-8,9302	906,2198	738	0	0	0	0	738	0	0
3	-16,056	1553,1763	723	15	0	0	0	734	4	0
4	-23,0366	2053,0828	623	115	0	0	0	729	9	0
5	-30,4933	2372,4873	556	181	0	0	1	705	33	0
6	-37,8143	2627,5674	538	199	0	0	1	620	117	1
7	-45,5714	2888,9587	527	210	0	0	1	563	174	1
8	-55,3297	3209,3095	517	219	1	0	1	552	184	2
9	-53,3361	3009,6421	517	219	0	1	1	552	184	2
10	-55,2481	3193,0256	517	219	0	1	1	552	184	2
11	-56,8445	3246,1614	516	219	1	1	1	552	184	2
12	-54,6171	3023,6521	516	219	0	2	1	552	183	3
13	-56,8205	3231,8117	516	219	0	2	1	552	183	3
14	-56,8451	3232,8656	516	219	0	2	1	552	183	3
15	-57,5487	3256,5672	516	218	1	2	1	552	183	3
16	-55,6068	3062,49	516	218	0	3	1	552	182	4
17	-57,5123	3245,1602	516	218	0	3	1	552	182	4
18	-57,5493	3247,081	516	218	0	3	1	552	182	4
19	-60,4368	3332,5405	515	218	1	1	3	550	184	2
20	-63,2184	3386,0231	514	218	0	0	6	548	185	1
21	-65,3852	3454,4483	512	219	1	0	6	545	188	1

Capacity Curve Coordinates (Part 2 of 2)

>CP	Total Hinges
0	738
0	738
0	738
0	738
0	738
0	738
0	738
0	738
0	738
0	738
0	738
0	738
0	738
0	738
0	738
0	738
0	738
0	738
0	738
0	738
0	738
2	738
4	738

Pushover Plot



Plot Items

Demand Spectra Ductility Ratios
 1; 1,5; 2; 2,5

Constant Period Lines
 0,5; 1; 1,5; 2

Performance Point

Point Found	Yes	T secant	0,843 sec
Shear	2284,9939 tonf	T effective	0,951 sec
Displacement	-28,4507 cm	Ductility Ratio	2,408864
Sa	1,037274	Effective Damping	0,1165
Sd	18,3781 cm	Modification Factor	1,274564

Tabulated Plot Coordinates

Capacity Curve Coordinates

Sd	Sa	Period
cm	g	sec
0	0	0,737
4,394	0,32604	0,737
5,8585	0,421261	0,748
10,3653	0,691239	0,777

Sd	Sa	Period
cm	g	sec
14,8746	0,915275	0,809
19,6998	1,083301	0,856
24,4161	1,226888	0,895
29,4362	1,371818	0,929
35,7677	1,547201	0,965
36,7517	1,568554	0,971
37,2008	1,575654	0,975
37,2046	1,571152	0,976
39,0802	1,618144	0,986
40,8503	1,6504	0,998
42,2591	1,687468	1,004

Anexo C5): Pushover Curve - ASCE 41-13 Displacement Modification

Summary Description

This is the data for a ASCE 41-13 displacement modification pushover analysis.

General Input Data

Name	Pushover2		
Load Case	PUSHOVER X MODO 2	Plot Type	ASCE 41-13 NSP

Demand Spectrum Input Data

Damping Ratio	0,05	Source	Defined Function
Include SSI	No	Function Name	ELÁSTICO AMBATO
C2 Type	Default Value	Scalefactor	981 cm/sec ²
Cm Type	Default Value	Period Ts	1 sec

Monitored Displ	Base Force
cm	tonf
-45,5714	2888,9587
-55,3297	3209,3095
-53,3361	3009,6421
-55,2481	3193,0256
-56,8445	3246,1614
-54,6171	3023,6521
-56,8205	3231,8117
-56,8451	3232,8656
-57,5487	3256,5672
-55,6068	3062,49
-57,5123	3245,1602
-57,5493	3247,081
-60,4368	3332,5405
-63,2184	3386,0231
-65,3852	3454,4483

Anexo C6) : Story Response - Maximum Story Drifts

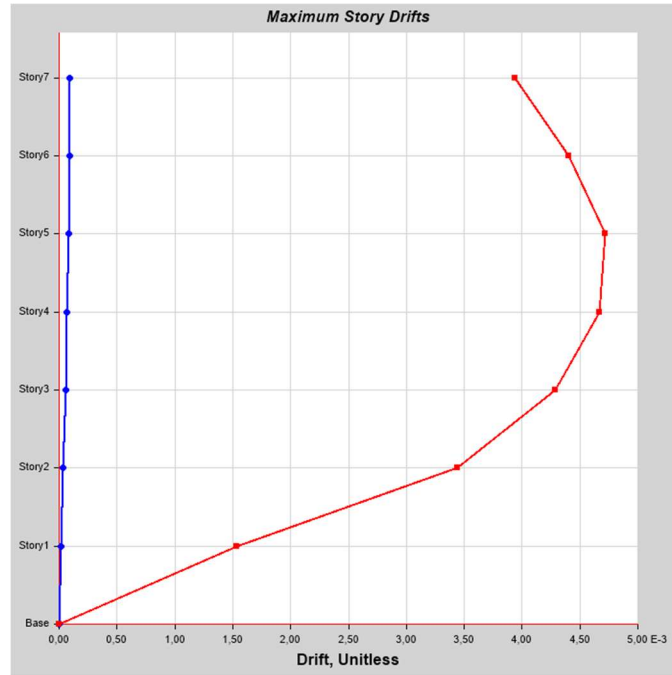
Summary Description

This is story response output for a specified range of stories and a selected load case or load combination.

Input Data

Name	StoryResp1		
Display Type	Max story drifts	Story Range	All Stories
Load Case	PUSHOVER X MODO 2	Top Story	Story7
Output Type	MaxMin	Bottom Story	Base

Plot



Tabulated Plot Coordinates

Story Response Values

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	cm			
Story7	2310	Top	0,000093	0,003941
Story6	1980	Top	0,000088	0,004403
Story5	1650	Top	0,00008	0,004722
Story4	1320	Top	0,00007	0,004667
Story3	990	Top	0,000056	0,004288
Story2	660	Top	0,000037	0,00344
Story1	330	Top	0,000014	0,001532
Base	0	Top	0	0

ANEXO D – REPORTE DE ANÁLISIS DEL PROGRAMA DE CÁLCULO ESTRUCTURA II CON ACCIÓN DE LA MAMPOSTERÍA

Anexo D1) Story Response - Maximum Story Drifts X

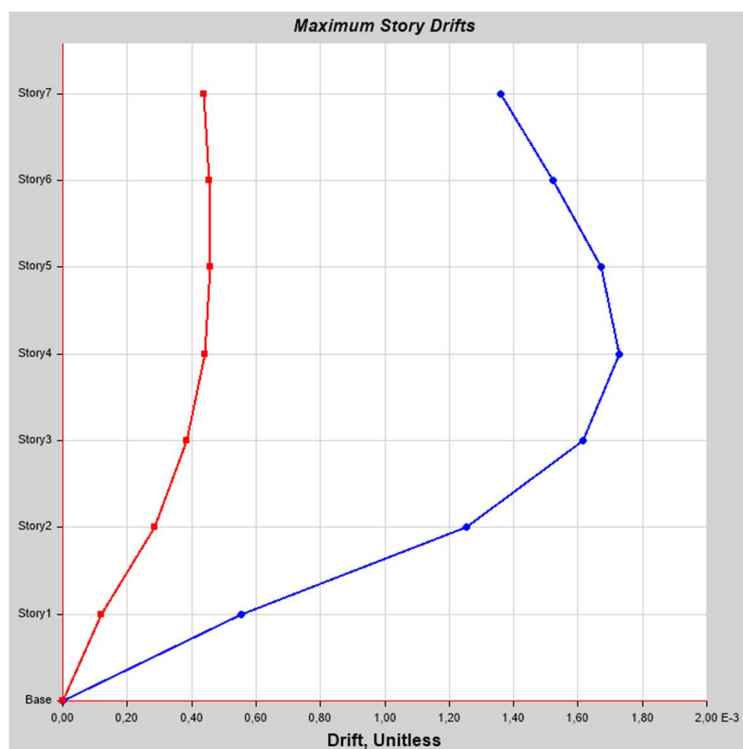
Summary Description

This is story response output for a specified range of stories and a selected load case or load combination.

Input Data

Name	StoryResp1		
Display Type	Max story drifts	Story Range	All Stories
Load Case	espectro X	Top Story	Story7
Output Type	Not Applicable	Bottom Story	Base

Plot



Anexo D2) Story Response - Maximum Story Drifts Y

Summary Description

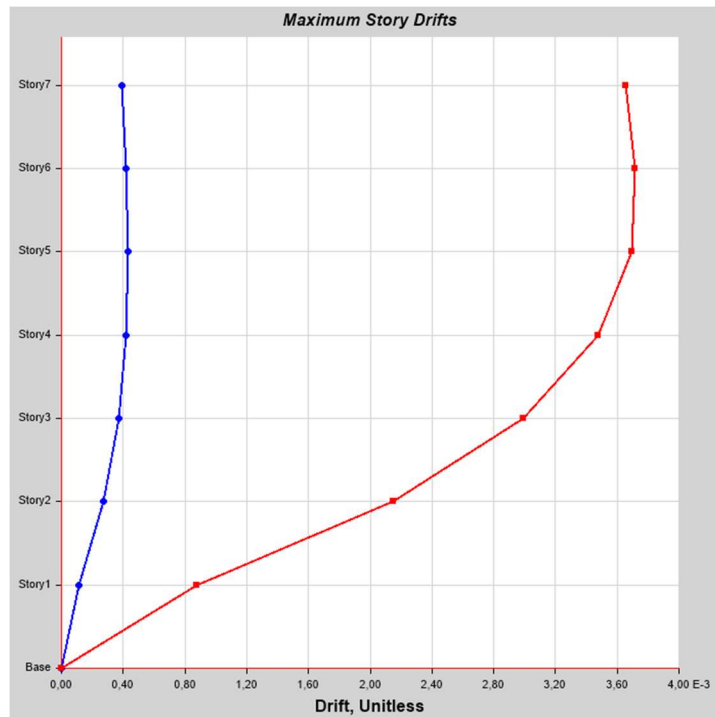
This is story response output for a specified range of stories and a selected load case

or load combination.

Input Data

Name	StoryResp1	Story Range	All Stories
Display Type	Max story drifts	Top Story	Story7
Load Case	espectro Y	Bottom Story	Base
Output Type	Not Applicable		

Plot



Tabulated Plot Coordinates

Story Response Values

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	cm			
Story7	2310	Top	0,00039	0,003657
Story6	1980	Top	0,000417	0,003716
Story5	1650	Top	0,000431	0,003692
Story4	1320	Top	0,00042	0,003479
Story3	990	Top	0,000371	0,00299
Story2	660	Top	0,000273	0,002148
Story1	330	Top	0,000112	0,000874
Base	0	Top	0	0

Anexo D3) Story Response - Maximum Story Drifts Push X

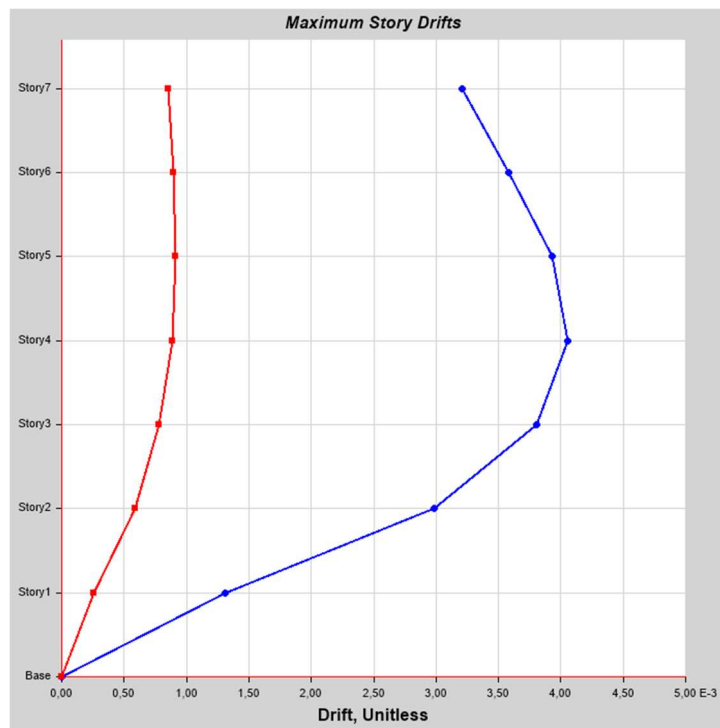
Summary Description

This is story response output for a specified range of stories and a selected load case or load combination.

Input Data

Name	StoryResp1	Story Range	All Stories
Display Type	Max story drifts	Top Story	Story7
Load Case	PUSHOVER X MODO 2	Bottom Story	Base
Output Type	Step Number 1		

Plot



Anexo D4) Pushover Curve - Base Shear vs Monitored Displacement

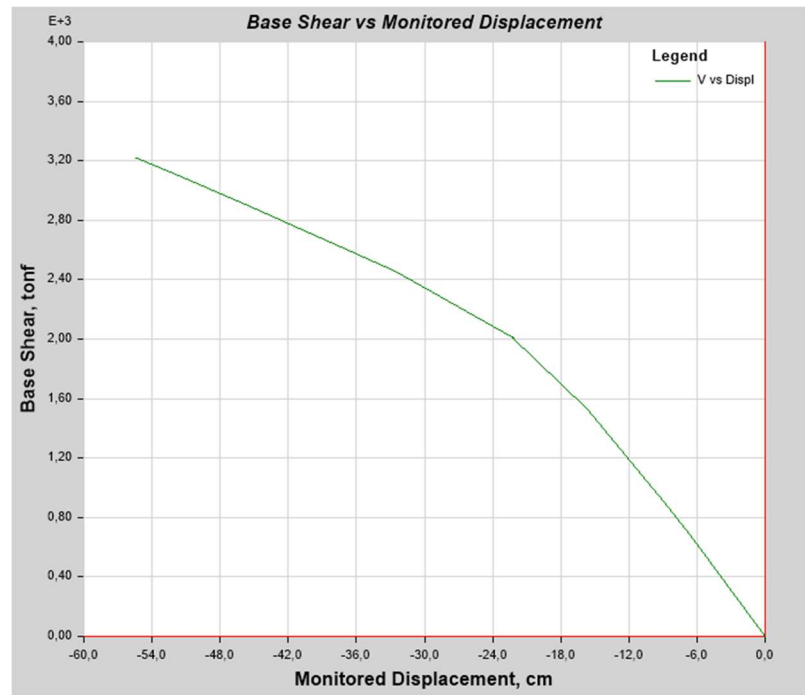
Summary Description

This is the base shear vs monitored displacement data for a pushover analysis.

Input Data

Name	Pushover1	Plot Type	V vs Displ
Load Case	PUSHOVER X MODO 2		

Plot



Tabulated Plot Coordinates

Capacity Curve Coordinates (Part 1 of 2)

Step	Monitored Displ cm	Base Force tonf	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP
0	0	0	738	0	0	0	0	738	0	0
1	-6,6	678,4694	738	0	0	0	0	738	0	0
2	-8,8833	904,9342	738	0	0	0	0	738	0	0
3	-15,6499	1523,7425	725	13	0	0	0	735	3	0
4	-22,303	2019,3254	636	102	0	0	0	729	9	0
5	-22,1754	2006,6575	636	102	0	0	0	729	9	0
6	-22,3037	2017,6964	636	102	0	0	0	729	9	0
7	-32,6179	2455,2148	550	187	0	0	1	680	58	0
8	-39,2179	2683,3836	533	204	0	0	1	605	132	1
9	-45,8179	2906,173	527	210	0	0	1	563	174	1
10	-52,4179	3124,1367	519	218	0	0	1	554	183	1
11	-55,3604	3219,331	517	219	1	0	1	552	184	2
12	-55,3606	3218,9944	517	219	1	0	1	552	184	2
13	-55,3608	3219,0082	517	219	1	0	1	552	184	2
14	-55,3868	3219,9441	517	219	1	0	1	552	184	2

Capacity Curve Coordinates (Part 2 of 2)

>CP	Total Hinges
0	738
0	738
0	738
0	738

>CP	Total Hinges
0	738
0	738
0	738
0	738
0	738
0	738
0	738
0	738
0	738
0	738
0	738
0	738
0	738
0	738

Anexo D5): Pushover Curve - FEMA 440 Equivalent Linearization

Summary Description

This is the data for a FEMA 440 equivalent linearization pushover analysis.

General Input Data

Name Pushover1
Load Case PUSHOVER X MODO 2 Plot Type FEMA 440 EL

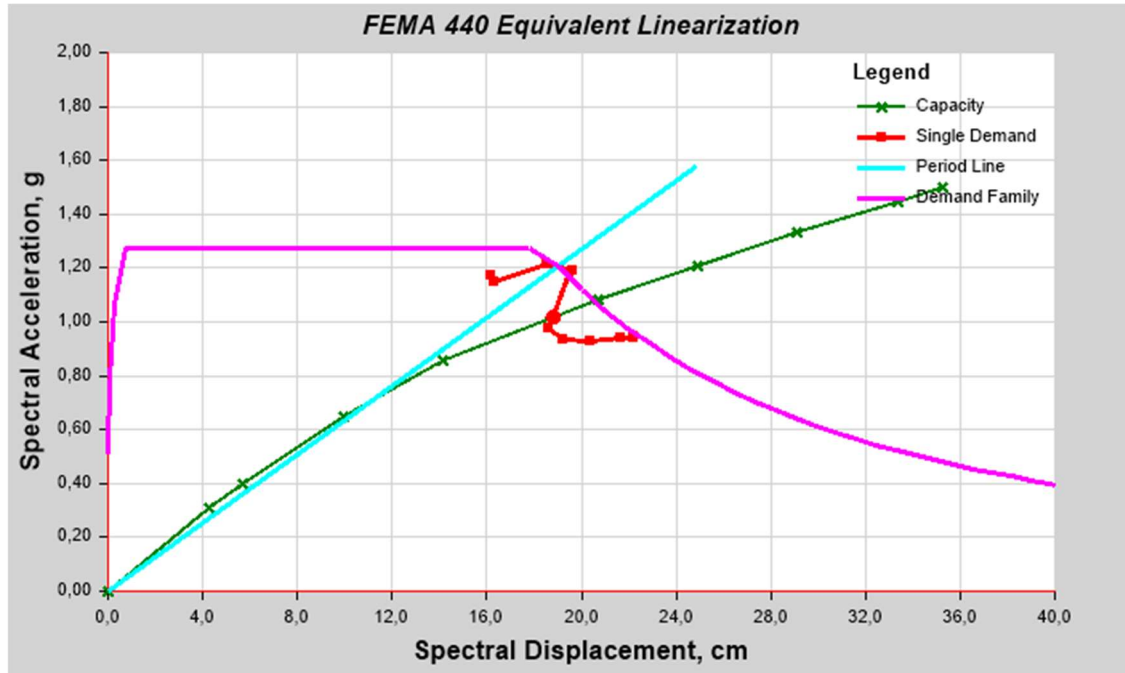
Demand Spectrum Input Data

Source Defined Function Function Name ELÁSTICO475
Scalefactor 981 cm/sec²

Effective Period and Effective Damping Parameters

Inherent Damping	0,05		
Damping Params	Default Value	Period Parameters	Default Value
A	4,2	G	0,11
B	-0,83	H	-0,018
C	10	I	0,09
D	1,6	J	0,14
E	22	K	0,77
F	0,4	L	0,05

Pushover Plot



Plot Items

Demand Spectra Ductility 1; 1,5; 2; 2,5
 Ratios
 Constant Period Lines 0,5; 1; 1,5; 2

Performance Point

Point Found	Yes	T secant	0,858 sec
Shear	2327,4627 tonf	T effective	0,977 sec
Displacement	-29,6062 cm	Ductility Ratio	2,469254
Sa	1,018782	Effective Damping	0,1209
Sd	18,7858 cm	Modification Factor	1,298509

Tabulated Plot Coordinates

Capacity Curve Coordinates

Sd	Sa	Period
cm	g	sec
0	0	0,745
4,2975	0,311537	0,745
5,7109	0,401602	0,757
9,9171	0,648654	0,785
14,1312	0,859684	0,813
14,1318	0,859133	0,814

Sd	Sa	Period
cm	g	sec
20,7051	1,084624	0,877
24,9045	1,210337	0,91
29,1233	1,331295	0,938
33,3545	1,448745	0,963
35,2432	1,499953	0,973
35,2577	1,500057	0,973

Anexo D6): Pushover Curve - ASCE 41-13 Displacement Modification

Summary Description

This is the data for a ASCE 41-13 displacement modification pushover analysis.

General Input Data

Name	Pushover1		
Load Case	PUSHOVER X MODO 2	Plot Type	ASCE 41-13 NSP

Demand Spectrum Input Data

Damping Ratio	0,05	Source	Defined Function
Include SSI	No	Function Name	ELÁSTICO475
C2 Type	Default Value	Scalefactor	981 cm/sec ²
Cm Type	Default Value	Period Ts	1 sec

Monitored Displ	Base Force
cm	tonf
-55,3606	3218,9944
-55,3608	3219,0082
-55,3868	3219,9441

ANEXO E: REPORTE DE ANÁLISIS DEL PROGRAMA DE CÁLCULO ESTRUCTURA III SIN ACCIÓN DE LA MAMPOSTERÍA

Anexo E1): Pushover Curve - Base Shear vs Monitored Displacement

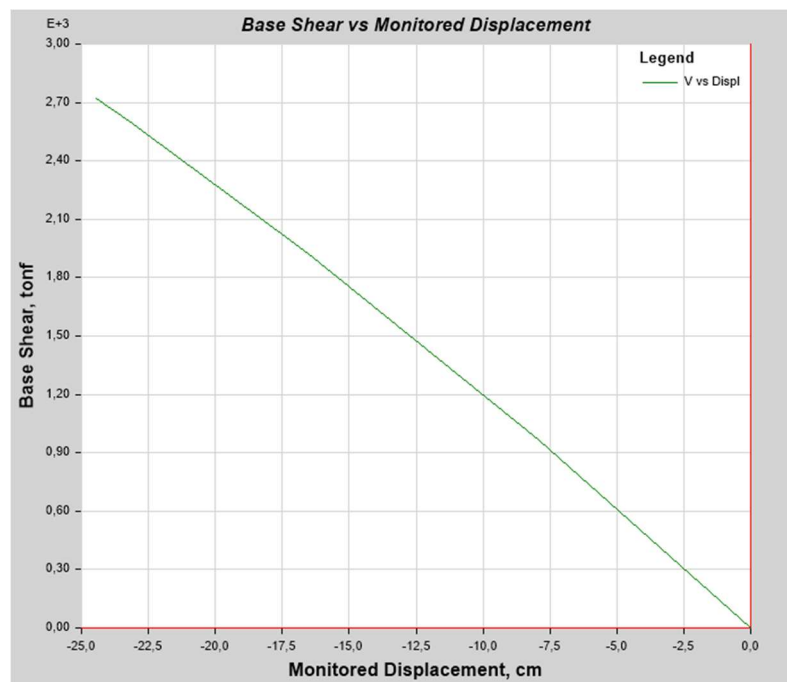
Summary Description

This is the base shear vs monitored displacement data for a pushover analysis.

Input Data

Name Pushover3
Load Case PUSHOVER X MODO 2 Plot Type V vs Displ

Plot



Tabulated Plot Coordinates

Capacity Curve Coordinates (Part 1 of 2)

Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP
	cm	tonf								
0	0	0	956	0	0	0	0	956	0	0
1	-7,9071	965,6443	955	1	0	0	0	956	0	0
2	-16,5257	1921,8358	919	37	0	0	0	936	20	0
3	-23,2136	2603,0468	875	81	0	0	0	921	32	0
4	-23,2144	2602,9942	875	81	0	0	0	921	32	0
5	-24,4684	2722,599	842	113	1	0	0	918	35	0

Capacity Curve Coordinates (Part 2 of 2)

>CP	Total Hinges
0	956
0	956
0	956
3	956
3	956
3	956

Anexo E2): Pushover Curve - FEMA 440 Equivalent Linearization

Summary Description

This is the data for a FEMA 440 equivalent linearization pushover analysis.

General Input Data

Name	Pushover1		
Load Case	PUSHOVER X MODO 2	Plot Type	FEMA 440 EL

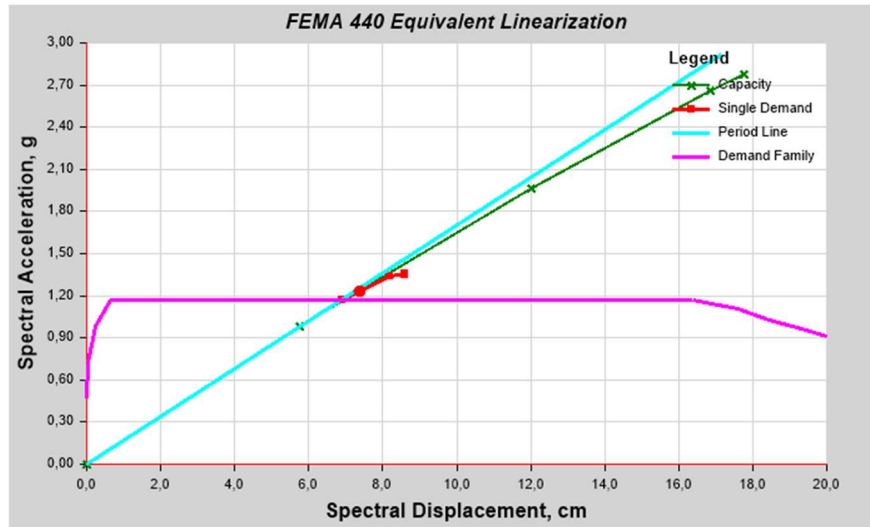
Demand Spectrum Input Data

Source	Defined Function	Function Name	ELÁSTICO AMB
		Scalefactor	981 cm/sec ²

Effective Period and Effective Damping Parameters

Inherent Damping	0,05		
Damping Params	Default Value	Period Parameters	Default Value
A	4,2	G	0,11
B	-0,83	H	-0,018
C	10	I	0,09
D	1,6	J	0,14
E	22	K	0,77
F	0,4	L	0,05

Pushover Plot



Plot Items

Demand Spectra Ductility Ratios 1; 1,5; 2; 2,5
 Constant Period Lines 0,5; 1; 1,5; 2

Performance Point

Point Found	Yes	T secant	0,489 sec
Shear	1213,9338 tonf	T effective	0,51 sec
Displacement	-10,1451 cm	Ductility Ratio	1,281915
Sa	1,235701	Effective Damping	0,0613
Sd	7,3934 cm	Modification Factor	1,090889

Tabulated Plot Coordinates

Capacity Curve Coordinates		
Sd	Sa	Period
cm	g	sec
0	0	0,486
5,7674	0,98137	0,486
12,0291	1,960826	0,497
16,864	2,658362	0,505
16,8646	2,658313	0,505
17,7673	2,780824	0,507

Anexo E3) Pushover Curve - ASCE 41-13 Displacement Modification

Summary Description

This is the data for a ASCE 41-13 displacement modification pushover analysis.

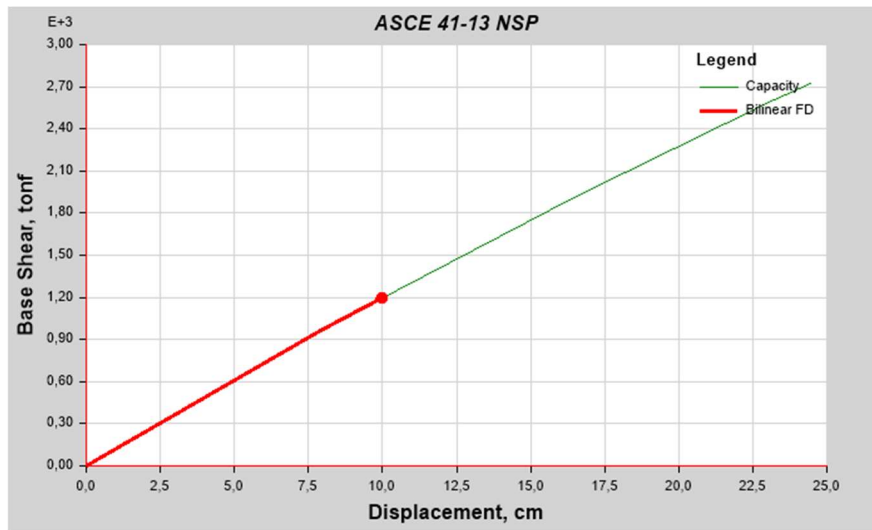
General Input Data

Name	Pushover2	Plot Type	ASCE 41-13 NSP
Load Case	PUSHOVER X MODO 2		

Demand Spectrum Input Data

Damping Ratio	0,05	Source	Defined Function
Include SSI	No	Function Name	ELÁSTICO AMB
C2 Type	Default Value	Scalefactor	981 cm/sec ²
Cm Type	Default Value	Period Ts	1 sec

Pushover Plot



Target Displacement Results

Displacement	9,9823 cm	Shear	1195,8714 tonf
--------------	-----------	-------	----------------

Calculated Parameters

C0	1,371673	Sa	1,173401 g
C1	1,057475	Alpha	0,908477
C2	1,003517	uStrength	1,815865
Ti	0,486 sec	Dy	7,9071 cm
Te	0,486 sec	Vy	965,6443 tonf
Ki	122,1231 tonf/cm	Weight	1494,35722 tonf
Ke	122,1231 tonf/cm	Cm	1

Tabulated Plot Coordinates

Capacity Curve Coordinates

Monitored Displ	Base Force
cm	tonf
0	0
-7,9071	965,6443
-16,5257	1921,8358
-23,2136	2603,0468
-23,2144	2602,9942
-24,4684	2722,599

Anexo E4) Story Response - Maximum Story Drifts

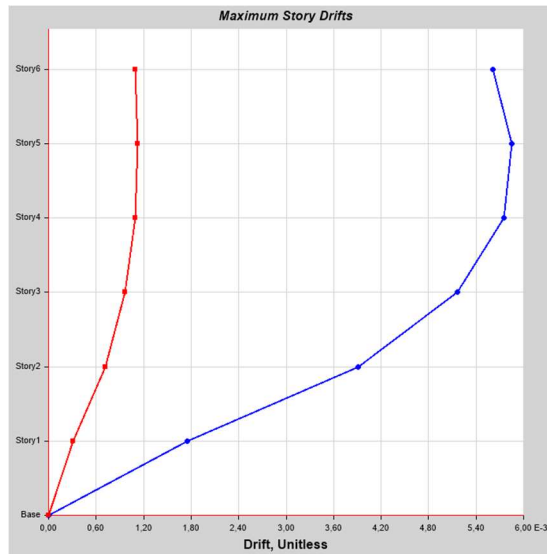
Summary Description

This is story response output for a specified range of stories and a selected load case or load combination.

Input Data

Name	StoryResp1	Story Range	All Stories
Display Type	Max story drifts	Top Story	Story6
Load Case	PUSHOVER X MODO 2	Bottom Story	Base
Output Type	Step Number 1		

Plot



Tabulated Plot Coordinates

Story Response Values

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	cm			
Story6	1836	Top	0,005608	0,001095
Story5	1530	Top	0,005846	0,001125
Story4	1224	Top	0,005753	0,001095
Story3	918	Top	0,00516	0,000969
Story2	612	Top	0,003908	0,000719
Story1	306	Top	0,001753	0,000312
Base	0	Top	0	0

Anexo E5) Story Response - Maximum Story Drifts

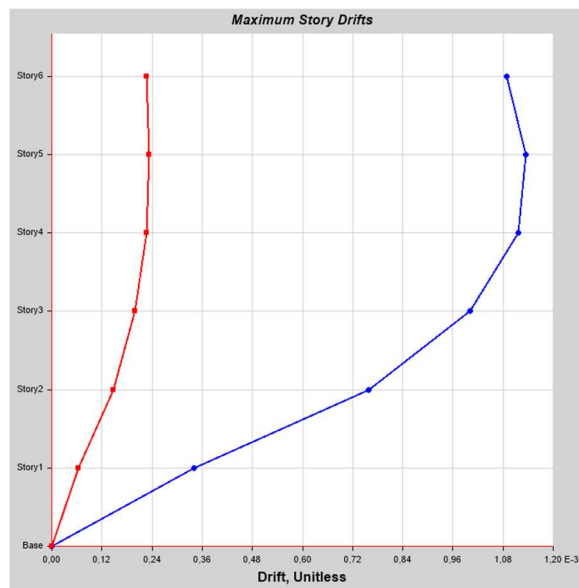
Summary Description

This is story response output for a specified range of stories and a selected load case or load combination.

Input Data

Name	StoryResp1	Story Range	All Stories
Display Type	Max story drifts	Top Story	Story6
Load Case	ESPECTRO X	Bottom Story	Base
Output Type	Not Applicable		

Plot



Tabulated Plot Coordinates

Story Response Values

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	cm			
Story6	1836	Top	0,001089	0,000227
Story5	1530	Top	0,001135	0,000233
Story4	1224	Top	0,001117	0,000226
Story3	918	Top	0,001002	0,0002
Story2	612	Top	0,000759	0,000148
Story1	306	Top	0,000341	0,000065
Base	0	Top	0	0

Anexo E6) Story Response - Maximum Story Drifts

Summary Description

This is story response output for a specified range of stories and a selected load case or load combination.

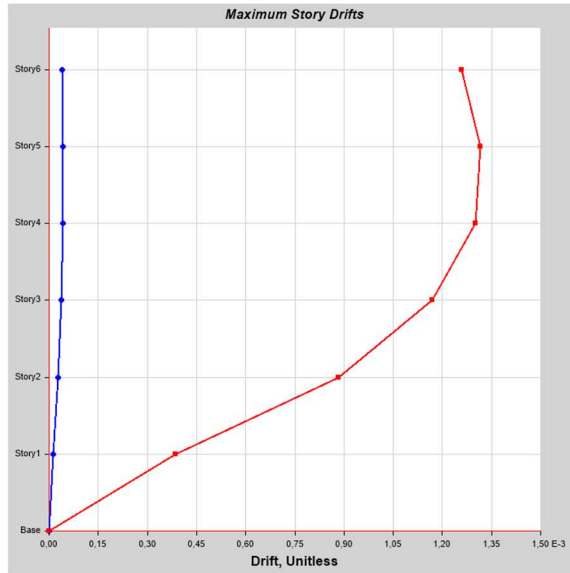
Input Data

Name	StoryResp1
------	------------

Display Type Max story drifts
 Load Case ESPECTRO Y
 Output Type Not Applicable

Story Range All Stories
 Top Story Story6
 Bottom Story Base

Plot



Tabulated Plot Coordinates

Story Response Values

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	cm			
Story6	1836	Top	0,00004	0,001258
Story5	1530	Top	0,000042	0,001316
Story4	1224	Top	0,000041	0,001301
Story3	918	Top	0,000037	0,00117
Story2	612	Top	0,000028	0,000882
Story1	306	Top	0,000013	0,000387
Base	0	Top	0	0

ANEXO F: REPORTE DE ANÁLISIS DEL PROGRAMA DE CÁLCULO

ESTRUCTURA III CON ACCIÓN DE LA MAMPOSTERÍA

Anexo F1) Pushover Curve - Base Shear vs Monitored Displacement

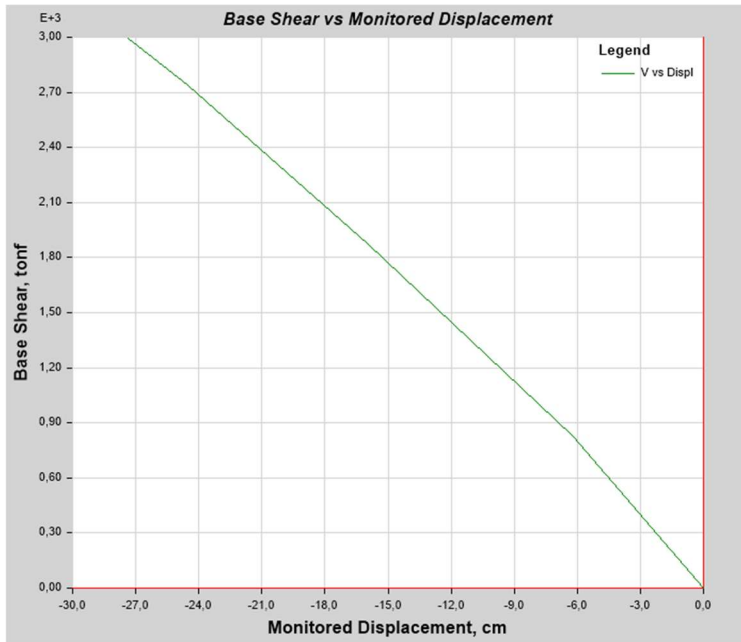
Summary Description

This is the base shear vs monitored displacement data for a pushover analysis.

Input Data

Name Pushover3
 Load Case PUSHOVER X MODO 2 Plot Type V vs Displ

Plot



Tabulated Plot Coordinates

Capacity Curve Coordinates (Part 1 of 2)

Step	Monitored Displ cm	Base Force tonf	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP
0	0	0	956	0	0	0	0	956	0	0
1	-6,1889	822,994	956	0	0	0	0	956	0	0
2	-15,9272	1874,3874	923	33	0	0	0	936	20	0
3	-24,4951	2738,9428	844	112	0	0	0	918	35	0
4	-27,3399	2991,8052	792	164	0	0	0	911	42	0

Capacity Curve Coordinates (Part 2 of 2)

>CP	Total Hinges
0	956
0	956
0	956
3	956
3	956

Anexo F2) Pushover Curve - FEMA 440 Equivalent Linearization

Summary Description

This is the data for a FEMA 440 equivalent linearization pushover analysis.

General Input Data

Name Pushover1
 Load Case PUSHOVER X MODO 2 Plot Type FEMA 440 EL

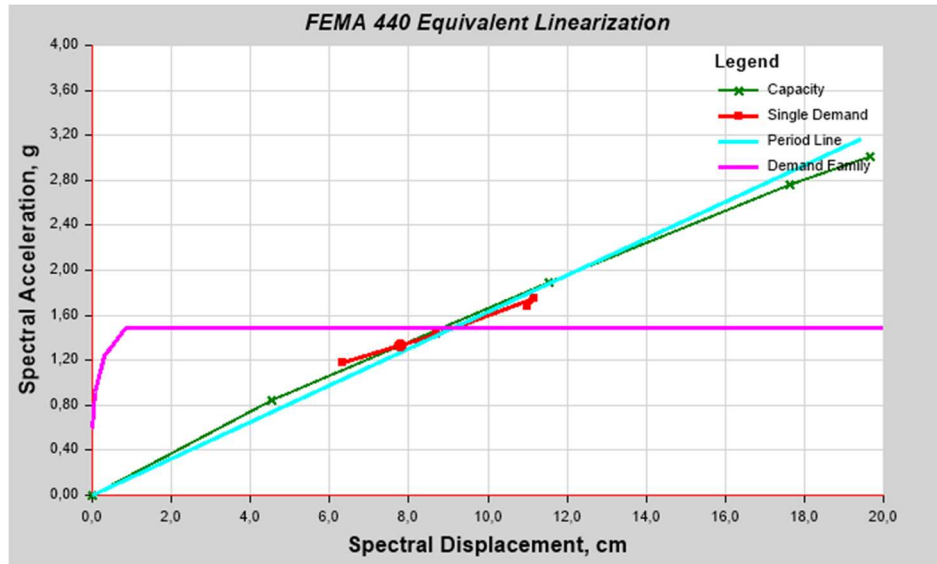
Demand Spectrum Input Data

Source Defined Function Function Name ELÁSTICO AMB
 Scalefactor 981 cm/sec²

Effective Period and Effective Damping Parameters

Inherent Damping	0,05		
Damping Params	Default Value	Period Parameters	Default Value
A	4,2	G	0,11
B	-0,83	H	-0,018
C	10	I	0,09
D	1,6	J	0,14
E	22	K	0,77
F	0,4	L	0,05

Pushover Plot



Plot Items

Demand Spectra Ductility Ratios	1; 1,5; 2; 2,5
Constant Period Lines	0,5; 1; 1,5; 2

Performance Point

Point Found	Yes	T secant	0,479 sec
Shear	1313,5943 tonf	T effective	0,539 sec
Displacement	-10,7329 cm	Ductility Ratio	1,721938
Sa	1,331675	Effective Damping Modification Factor	0,0857
Sd	7,7898 cm		1,272345

Tabulated Plot Coordinates

Capacity Curve Coordinates

Sd	Sa	Period
cm	g	sec
0	0	0,466
4,5239	0,840299	0,466
11,5231	1,893354	0,495
17,6438	2,75659	0,508
19,6684	3,01076	0,513

Anexo F3) Pushover Curve - ASCE 41-13 Displacement Modification

Summary Description

This is the data for a ASCE 41-13 displacement modification pushover analysis.

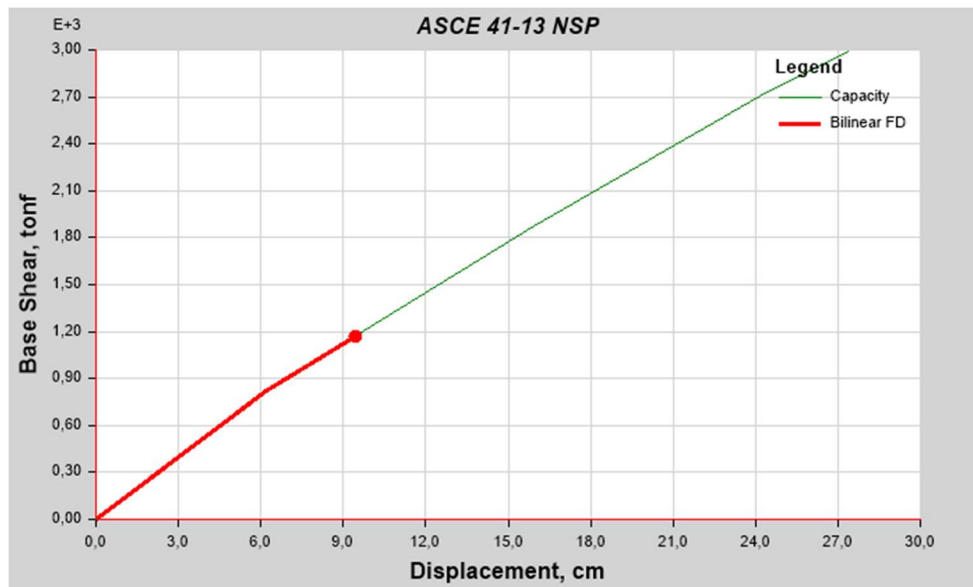
General Input Data

Name	Pushover2		
Load Case	PUSHOVER X MODO 2	Plot Type	ASCE 41-13 NSP

Demand Spectrum Input Data

Damping Ratio	0,05	Source	Defined Function
Include SSI	No	Function Name	ELÁSTICO AMB
C2 Type	Default Value	Scalefactor	981 cm/sec ²
Cm Type	Default Value	Period Ts	1 sec

Pushover Plot



Target Displacement Results

Displacement	9,4332 cm	Shear	1173,2635 tonf
--------------	-----------	-------	----------------

Calculated Parameters

C0	1,372759	Sa	1,173401 g
C1	1,086945	Alpha	0,811893
C2	1,007373	uStrength	2,130611
Ti	0,466 sec	Dy	6,1889 cm
Te	0,466 sec	Vy	822,994 tonf
Ki	132,9795 tonf/cm	Weight	1494,35722 tonf
Ke	132,9795 tonf/cm	Cm	1

Tabulated Plot Coordinates
Capacity Curve Coordinates

Monitored Displ cm	Base Force tonf
0	0
-6,1889	822,994
-15,9272	1874,3874
-24,4951	2738,9428
-27,3399	2991,8052

Anexo F4) Story Response - Maximum Story Drifts

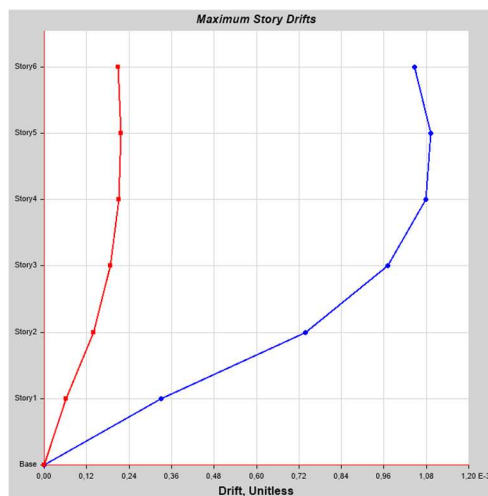
Summary Description

This is story response output for a specified range of stories and a selected load case or load combination.

Input Data

Name	StoryResp1	Story Range	All Stories
Display Type	Max story drifts	Top Story	Story6
Load Case	ESPECTRO X	Bottom Story	Base
Output Type	Not Applicable		

Plot



Tabulated Plot Coordinates

Story Response Values

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	cm			
Story6	1836	Top	0,001046	0,00021
Story5	1530	Top	0,001093	0,000216
Story4	1224	Top	0,001079	0,000211
Story3	918	Top	0,000971	0,000187
Story2	612	Top	0,000737	0,000139
Story1	306	Top	0,000331	0,000061
Base	0	Top	0	0

Anexo F5): Story Response - Maximum Story Drifts

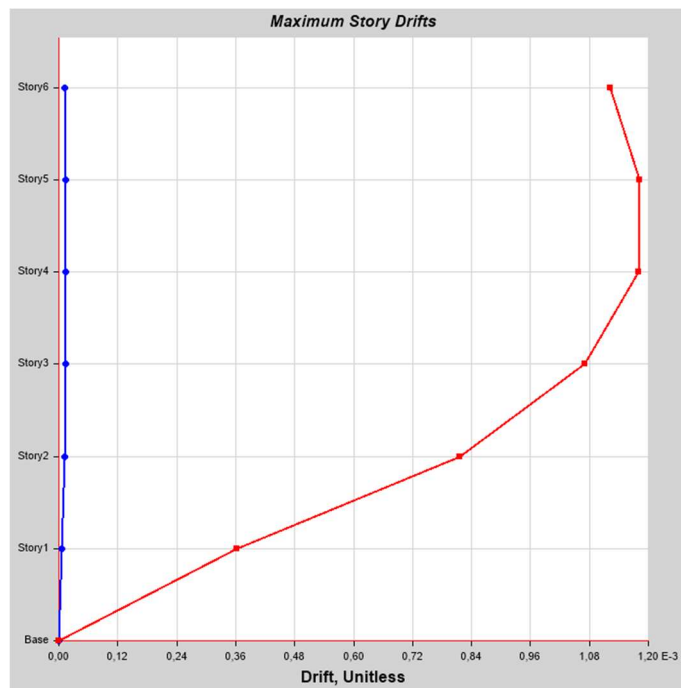
Summary Description

This is story response output for a specified range of stories and a selected load case or load combination.

Input Data

Name	StoryResp1	Story Range	All Stories
Display Type	Max story drifts	Top Story	Story6
Load Case	ESPECTRO Y	Bottom Story	Base
Output Type	Not Applicable		

Plot



Tabulated Plot Coordinates

Story Response Values

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	cm			
Story6	1836	Top	0,000012	0,001123
Story5	1530	Top	0,000013	0,001183
Story4	1224	Top	0,000014	0,00118

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	cm			
Story3	918	Top	0,000014	0,001071
Story2	612	Top	0,000011	0,000816
Story1	306	Top	0,000006	0,000363
Base	0	Top	0	0

Anexo F6): Story Response - Maximum Story Drifts

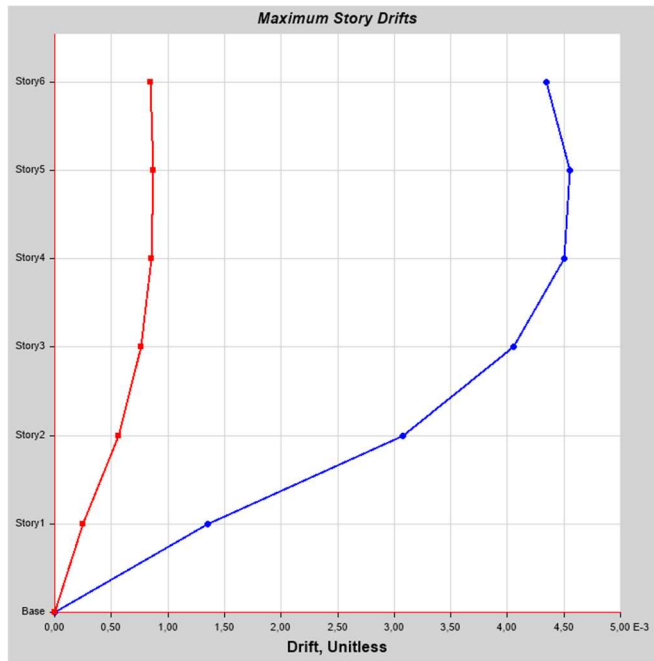
Summary Description

This is story response output for a specified range of stories and a selected load case or load combination.

Input Data

Name StoryResp1
 Display Type Max story drifts Story Range All Stories
 Load Case PUSHOVER X MODO 2 Top Story Story6
 Output Type Step Number 1 Bottom Story Base

Plot



Tabulated Plot Coordinates

Story Response Values

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	cm			
Story6	1836	Top	0,004341	0,000845
Story5	1530	Top	0,004552	0,000874
Story4	1224	Top	0,004505	0,000856
Story3	918	Top	0,004058	0,000761
Story2	612	Top	0,003076	0,000568
Story1	306	Top	0,001354	0,000247
Base	0	Top	0	0