



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
DIRECCION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

“
*DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO EN
EDIFICIO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA REFORZADA
DISEÑADO CON LA NORMA DE NICARAGUA RNC-07 Y LA
ACTUALIZACIÓN MP-001*”

*Tesis para la obtención del grado de
Máster en Ingeniería Civil con Énfasis en Estructuras*

Elaborada por:

- ✓ Ing. Álvaro José Tercero Gómez.
- ✓ Ing. Joel Alfredo González Rivera.

Tutor de tesis:

- ✓ PhD. Sebastián Agustín Delgado Carranza.

Managua, Nicaragua, agosto, 2019.

**DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO EN EDIFICIO DE MUROS DE
MAMPOSTERIA REFORZADA DISEÑADO CON LA NORMA DE NICARAGUA RNC-
07 Y LA ACTUALIZACIÓN MP-001.**

JOEL ALFREDO GONZÁLEZ RIVERA
401-101085-0012M
Managua, Nicaragua.
alfredo101086@hotmail.com

ÁLVARO JOSÉ TERCERO GÓMEZ
001-271073-0020R
Managua, Nicaragua.
alvaro.tercero@hotmail.com

TUTOR ACADEMICO
Dr. Ing. DELGADO C, SEBASTIAN A.
Maracaibo, Venezuela
Sadelgado@gmail.com

DEDICATORIAS.

JOEL GONZALEZ RIVERA: A mi amada madre **Merylu**, que ha sido modelo de superación en mi vida. A mi culto y amado padre **Joel**, ejemplo de sabiduría y amor por el estudio. Sin faltar a mi querida y entrañable hermana **PHD. Tatiana**, orgullo y brillantez académica. A mí adorada novia y amiga **Teresita**, engranaje de motivación y apoyo inquebrantable. A la **familia Rojas: Tía Maribel, Tío Luis, mi “amazing” primo Luis y Abuela Bertha**. Gracias por todo su cariño y oraciones. Y a mi querida **Tía Regis**, pilar de formación y cuidado en mis primeros pasos.

ÁLVARO JOSÉ TERCERO: Dedico esta investigación a Dios por darnos la fuerza para poder cumplir con lo propuesto, a mi esposa **Karla Rugama Ruiz** y a mi hija **María Celeste Tercero Rugama**, porque juntas siempre me apoyaron de manera incondicional para lograr llegar a cumplir este objetivo. A mis padres, por haberme inculcado el hábito del estudio desde siempre. De igual forma a mi familia Tercero Gómez por el apoyo continuo que de ellos he recibido a lo largo de mi vida.

También dedicada a mi tía Sor María del Socorro Tercero González por encomendarme en sus oraciones diarias.

AGRADECIMIENTOS.

Joel Alfredo González Rivera:

A **Dios** por permitirme lograr esta meta a pesar de las adversidades y mi poco apego religioso.

A mis **padres y hermana**, por todo su apoyo y cariño durante mi vida.

Al **Dr. Sebastián Agustín Delgado Carranza**, por todo sus conocimientos y dedicación para la elaboración de esta tesis.

Al mi compañero de Tesis, **Ing. Álvaro Tercero**, por brindarme y compartirme su experiencia en el campo estructural.

A cada uno de los profesores que me impartieron sus invaluable enseñanzas dentro de la Maestría.

A todos mis compañeros de Maestría por mostrarme su solidaridad durante las jornadas maratónicas de estudio.

A mis amigos y compañeros: **Harold Medrano y Orlando Morales**, por estar siempre presentes compartiendo experiencias profesionales.

Álvaro Tercero Gómez:

Quiero agradecer a nuestros maestros por haber transmitido sus grandes conocimientos a lo largo de estos años, de manera especial a nuestro Tutor Dr. Ing. Sebastián Delgado que siempre nos animó a seguir adelante en nuestra responsabilidad. También de manera muy especial al Msc Ing. Julio Maltez Montiel por haberme brindado su apoyo y ser ejemplo a seguir. Finalmente agradezco al Arq. Mario Seoane Núñez por estar pendiente de mis estudios y darme el apoyo necesario para haberme hecho presente a mis clases a lo largo de estos últimos años.

RESUMEN.

Es muy común la aplicación de un análisis y diseño basado por desempeño en estructuras convencionales, hormigón y acero. Sin embargo, debido a la necesidad de buscar nuevos sistemas estructurales económicos y su uso en el diseño de edificios.

Con esta investigación nos planteamos el objetivo de mostrar mediante el uso de códigos establecidos en MP-001 y suposiciones sobre el modelado de mampostería reforzada, el comportamiento no lineal de muros de mampostería reforzada, con la implementación del análisis y diseño basado en desempeño. De la misma manera, empleando el software estructural ETABS que ofrece muchas capacidades no lineales, incluidas las rotulas de fibra y M-P para la respuesta de las historias en el tiempo, el rendimiento del edificio de acuerdo a criterios de aceptación por desempeño.

Con el análisis completado, nos centramos en el comportamiento de ciertas rótulas y elementos controlados por deformación (pared cortante). Con los resultados del análisis en términos de rotación de acuerdo con los criterios de aceptación del software, demostramos nivel de ocupación del edificio como consecuencia de la imputación energética al modelo y daños en las rótulas por los terremotos sintéticos.

ABSTRACT.

The application of an analysis of performance based design on conventional structures, concrete and steel building is very common; however, based on the necessity to seek new economic structural systems and its use in building design, our goal with this research is to show through the use of codes established in MP-001 (and assumptions on reinforced masonry modeling, the nonlinear behavior of shear masonry walls with the implementation of Performance based design. In the same way, employing the structural software ETABS that offers many nonlinear capabilities, including Fiber and M- Θ hinges for time-history response, the building performance in such a way that agreed upon acceptance criteria are satisfied.

With the analysis completed, we focused in the behavior of some hinges and deformation-controlled elements (i.e., shear wall). With the results of the analysis in terms of rotation according to the acceptance criteria of the software, we demonstrate the occupancy level of the building as a consequence of the energy impute to the model and damage of the hinge by the synthetic earthquake.

ÍNDICE

CAPITULO I.....	1
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.1 Planteamiento y Formulación del Problema.	1
1.2 Hipótesis.....	4
1.3 Objetivos de la Investigación.....	5
1.3. 1 Objetivo General.....	5
1.3. 2 Objetivos Específicos.	5
1.4 Justificación.	6
CAPITULO II.....	7
MARCO TEÓRICO.....	7
2.1 Conceptos Generales.....	7
2.2 Términos de Referencia.....	8
2.3 Niveles de Desempeño.....	11
2.4 Propuesta del Comité VISION 2000	12
2.5 Niveles de Diseño no Estructural.....	13
2.6 Propiedades Básicas de los Materiales.....	14
2.6.1 Relación Esfuerzo Deformación del Acero.....	14
2.6.2 Mampostería Reforzada.....	15
2.6.3 Recomendaciones para el Modelado de la Mampostería.....	17
2.6.4 Modelos de Materiales para Mampostería y Acero.....	19
2.6.5 Acero de Refuerzo.....	21
2.7 Fundamentos del Análisis por Desempeño.....	25
2.8 Objetivos del Diseño por Desempeño	25
2.9 Propuesta del Comité VISION 2000	25
2.10 Demanda Sísmica.....	26
2.11 Métodos para Estimar el Punto de Desempeño.....	27
2.12 Análisis no Lineal en Estructuras.....	27
2.13 Rotulas Plásticas.....	28
2.14 Deformación por Corte.....	30
2.15 Influencia de Cargas en el Tiempo.....	31

2.16 Caracterización de las Aceleraciones del Suelo Durante el Sismo.....	36
2.16.1 Demanda de los Desplazamientos en el Edificio.....	36
2.17 Límite de Desplazamientos en Edificios.	37
2.17.1 Acciones de Fuerza Controlada.....	37
2.17.2 Acciones para el Control de la Deformación.....	38
2.18 Amenazas Sísmicas para Evaluar el Desempeño	39
2.19 Propuesta del ATC-40	40
2.20 Diseño Basado por Desempeño. (Performance Based Design.)	41
2.21 Componentes Claves para Desarrollar el Diseño por Deformación Inelástica (Performance Based design)	42
2.2.2 Acelerogramas Sintéticos Incorporados al Software.	44
2.3 Criterios de Aceptación PBD.....	46
CAPITULO III.....	47
MARCO METODOLÓGICO.....	47
3.1 Metodología de la Investigación.	47
3.2 Diseño de la Investigación.....	47
3.3 Modelo de Estudio.	48
3.4 Descripción del Modelo de Prueba.....	49
3.5 Sistema Estructural.	50
3.6 Características Geométricas de los Miembros.....	52
3.7 Diseño de la Edificación.....	53
3.7.1 Cargas Consideradas en el Modelo.	54
3.7.2 Espectro de Diseño.....	54
3.7.2 Combinaciones de Carga.....	56
3.8 Procedimiento de Diseño del Modelo Estructural.	57
3.9 Consideraciones de Diseño.	57
3.10 Criterio para el Diseño de las Secciones.....	57
3.11 Verificación de Desplazamientos y Derivas.....	58
3.11 Técnicas Usadas para el Análisis no Lineal.....	58
3.2 Metodología de Análisis.....	58
3.2.1 Etapa I. Adecuación Teórico-Experimental (Calibración del software).	59
3.2.1.1 Revisión Bibliográfica.....	59
3.2.1.2 Digitalización y Acelerogramas Sinteticos.....	60

3.2.1.3 Modelaje y Comprobación del Análisis no Lineal.....	62
3.2.1.3 Configuración del Modelo y Análisis Teórico.	63
3.3 Evaluación de Desempeño en los Modelos de Estudios.....	65
CAPITULO IV.....	67
ANÁLISIS DE RESULTADO.....	67
4.1 Análisis de Resultados.	67
4.1.1 Rotaciones Inelásticas.	67
CAPITULO V.....	77
CONCLUSIONES.....	77
CAPITULO VI.....	78
RECOMENDACIONES	78
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	79

ÍNDICE DE FIGURAS.

Figura N°1. Curva esfuerzo- deformación del acero.	14
Figura N°2. Comportamiento no lineal del acero.	15
Figura N°3. Ciclo de histéresis, fluencia del muro por flexión.(Fuente Sherman 2011)	16
Figura N°4. Ciclo de histéresis, fluencia del muro por corte. (Fuente Ahmadi 2012)	16
Figura N° 5. Fallas dominadas por corte en el sistema. Ductilidad Limitada. (UT-PBS-02 Ahmadi, 2012.)	17
Figura N°6. Comportamiento inelástico de muros de mampostería.....	18
Figura N°7. Momento de curvatura cíclicos en base a puntos de control en Muros de mampostería reforzadas (NIST GCR 17-917-45).	18
Figura 8. Curva esfuerzo deformación mampostería reforzada, comportamiento a compresión. (NIST GCR 17-917-45).	20
Figura N° 9. Relación esfuerzo deformación del acero considerando pandeo y ruptura. (NIST GCR 17- 917-45).	23
Figura N°10. Fuerza de Tensión en la fractura de la barra a consecuencia de cantidades de acero y cargas de axial en análisis cíclicos. (NIST GCR 17-917-45).	24
Figura N°11. Historias temporales de aceleraciones y desplazamientos del sistema.	28
Figura N° 12. Influencias de carga en el tiempo. Comportamiento dominado por flexión. (NIST GCR 17- 917-45).	31
Figura N° 13. Cargas incrementadas monotónicamente. Comportamiento dominado por flexión. (NIST GCR 17-917-45).	32
Figura N° 14. Curvas esfuerzo- desplazamiento para muros de mampostería dominados por flexión. (NIST GCR 17-917-45).	32
Figura N° 15. Momentos picos según factores de carga.	33
Figura N°16 Propuesta de muro con apoyo como modelo.	34
Figura N°17. Análisis en el tiempo Performance Based Design. Fuente CSI.	42
Figura N°18. Relación fuerza desempeño Performance Based Design. Fuente CSI.	43
Figura N°19. Relación fuerza deformación. Fuente CSI.	43
Figura N°20. Lazos de histéresis. Fuerza-deformación, relaciones idóneas para una deformación cíclica.	44
Figura N°21. Espectro de objetivo que se debe incorporar al programa	45
Figura N°22. Historia de tiempo El centro Earthquake 1952.	45
Figura N° 23. Planta general del modelo. (Software ETABS 2016 Ultimate 16.2.1).	51
Figura N° 24. Muros de Mampostería Reforzada diseñados para modelo. (Software ETABS 2016. Ultimate 16.2.1)	51

Figura N°25. Vista de planta regular y configuración geométrica del edificio.....	52
Figura N° 26. Espectro de objetivo no reducido utilizado en el análisis.	55
Figura N° 27. 1°Acelerograma. TERREMOTO MANAGUA 1972.	61
Figura N° 28. 1°Historia de tiempo emparejado a nuestro espectro de diseño. Terremoto de Managua 1972, dirección en “100% en la dirección X”	61
Figura N° 29. Rotulas plásticas imputadas a los muros. Mecanismo de daños.....	62
Figura N° 30. Diagrama momento-Curvatura de muros.....	64
Figura N° 31. Criterios de aceptación en el programa para evaluar el desempeño de los componentes estructurales del edificio. ETABS V2.16.....	65
Figura N° 32. Fibras de concreto y acero para rotulas en los muros. ETABS V2.1	66
Figura N° 33. Respuesta de la rótula plástica (Fibras) en el muro más crítico, sismo Darfield, Nueva Zelanda. 100% Dirección X, 30% en Y.....	68
Figura N° 34. Respuesta de la rótula plástica (Fibras) en el muro más crítico, sismo El Centro, California. 100% Dirección X, 30% en Y.....	69
Figura N° 35. Respuesta de la rótula plástica (Fibras) en el muro más crítico, sismo New- Hall, California. 100% Dirección X, 30% en Y.....	71
Figura N° 36. Deformaciones en la fibra de concreto.	71
Figura N° 37. Respuesta de la rótula plástica (Fibras) en el muro más crítico, sismo de Managua 1972. 100% Dirección X, 30% en Y.....	73
Figura N° 38. Deformaciones en la fibra de concreto. Terremoto de Managua 1972.....	73
Figura N° 39. Respuesta de la rótula plástica (Fibras) en el muro más crítico, sismo El Corralito, California. 100% Dirección X, 30% en Y.	75
Figura N° 40. Respuesta de las fibras. Sismo El Corralito. 100% Dirección X, 30% en Y.....	76

INTRODUCCIÓN.

La presente investigación se refiere a la determinación del nivel de desempeño de un edificio a base de muros de mampostería reforzada como sistema principal. Una de las características principales de este tipo de análisis, recae en poder determinar el grado de daño del sistema estructural posterior a un sismo. Los sismos han significado a lo largo de la historia una amenaza latente para la humanidad. Desde que los seres humanos empezaron a desarrollar métodos científicos para poder entender esta amenaza natural, han venido descubriendo y presenciando el poder destructivo que ellos pueden generar en las edificaciones y, por consiguiente, daños físicos, económicos y mortales a las personas.

El interés de esta investigación se basa en que, hoy en día en Nicaragua, debido al déficit habitacional que existe, se está analizando desarrollar edificios habitacionales en altura a base de sistemas menos costosos que los convencionales. Sin embargo, sistemas como el de la mampostería reforzada y su uso en edificios, ha sido poco utilizada y estudiada como sistema resistente a solicitaciones sísmicas en nuestro país. Sistemas a base de concreto reforzado y acero estructural han sido los más comunes tanto en su análisis como en su diseño. Para poder desarrollar esta investigación y los diferentes análisis, se empleará los diferentes alineamientos del código nicaragüense de mampostería (MP-001) para el diseño del modelo estructural, así como análisis dinámicos no lineales (TIME HISTORY) que nos permita desarrollar un patrón de análisis inelástico del edificio en cuestión, con el sistema estructural propuesto. Bajo esa concepción, se cuantificará las afectaciones del sistema a consecuencia de fuerzas laterales y su nivel de operación una vez se dé el evento telúrico

CAPITULO I.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

1.1 Planteamiento y Formulación del Problema.

Los sismos han significado a lo largo de la historia una amenaza latente para la humanidad. Desde que los seres humanos empezaron a desarrollar métodos científicos para poder entender esta amenaza natural, han venido descubriendo y presenciando el poder destructivo que ellos pueden generar en las edificaciones y, por consiguiente, daños físicos y mortales a las personas. (Hoy en día en Nicaragua, debido al déficit habitacional que existe, se está analizando desarrollar complejos habitacionales en altura a base de sistemas menos costosos que los convencionales. Sin embargo, sistemas como el de la mampostería reforzada y su uso en edificios, ha sido poco utilizada y estudiada como sistema resistente a solicitaciones sísmicas. Sistemas a base de concreto reforzado y acero estructural han sido los más comunes tanto en su análisis como en su diseño.)

Toda la franja del Pacífico nicaragüense y en especial Managua, debido a fallamiento local, no está exento de este tipo de amenazas naturales. Tanto en marzo de 1931 como en diciembre de 1972, el suelo en Managua se aceleró debido a la liberación de energía de dos potentes terremotos que causaron muchos daños en edificaciones, y pérdidas de vidas humanas.

Por esta razón al diseñar una estructura de manera adecuada, esta debe de ser capaz de resistir movimientos sísmicos desde cualquier dirección de la misma.

Según López (2), para poder estimar la respuesta dinámica de una estructura ante un evento sísmico, es necesario conocer la dirección de las componentes principales del sismo. Sin embargo,

en aquellos casos donde no se puede definir a priori la dirección del epicentro del futuro sismo, tal como ocurre en numerosas fuentes sísmicas localizadas en diversas direcciones alrededor del sitio en donde se va a emplazar la obra, conviene variar el ángulo de incidencia del movimiento sísmico, para así considerar todas las direcciones posibles de las componentes sísmicas, evaluar sus efectos y determinar la dirección más desfavorable para la estructura. Según la normativa establecida en el RNC 2007 en su artículo 6 (Disposiciones generales) que las fuerzas sísmicas horizontales actúan en dos direcciones de la estructura, y que esta debe ser capaz de resistir deformaciones inducidas por sollicitaciones sísmicas. La mayor parte de las normativas actuales tiene como objetivo principal, que la estructura tenga un buen comportamiento en el rango inelástico ante un sismo severo, que es el sismo que normalmente tomamos a la hora de realizar nuestro diseño, considerando un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años. Este sismo tiene un periodo de retorno de alrededor de 475 años. Bajo esta filosofía estamos diseñando comúnmente con el objetivo de garantizar que la estructura disipe la mayor cantidad de energía imputada por el sismo de diseño y no colapse. De tal forma que los objetivos principales de la mayoría de los códigos están enfocados a salvar vidas para el sismo severo (sismo de diseño).

No obstante, hoy en día la ingeniería estructural ha venido desarrollando métodos de análisis que incorporen conceptos ingenieriles basados en el desempeño “PERFORMANCE BASED DESIGN”. Esta nueva filosofía de diseño basada en desempeño, está referida a un tipo de comportamiento esperado de los elementos estructurales y no estructurales. Especifica el comportamiento sísmico deseado de la estructura, y se define al combinar el máximo estado de daño admisible con una amenaza sísmica identificada.

El concepto de objetivos de desempeño discreto se estableció firmemente en la década de 1990 con la presentación del informe del Comité Visión 2000, fundamentado en el diseño sísmico de

edificaciones basado en el desempeño. En este informe se plantea que para el objetivo básico”, el cual aplicaría a la gran mayoría de las edificaciones, los objetivos de desempeño serían: “operación completa”, correspondientes sismos frecuentes, “ocupación inmediata”, para sismos ocasionales, “preservación de vidas”, para los casos de rara ocurrencia sísmica, y “prevención de colapso”, para casos de muy rara ocurrencia sísmica. En el diseño sísmico por desempeño lo que se desea es conocer, rotaciones, desplazamientos, distorsiones por piso y el comportamiento de cada uno de los elementos, ante sismos de pequeña magnitud que se van a repetir varias veces durante la vida útil de la estructura, sismos de mayor magnitud que probablemente se registren una sola vez en el tiempo de vida de la edificación, o sismos más fuertes en los cuales la probabilidad de ocurrencia es menor

1.2 Hipótesis.

A través del uso de la herramienta computacional de diseño por desempeño (Performance Based Design), y siguiendo lineamientos de análisis dinámicos no lineal en edificios de mampostería reforzada, se espera obtener el nivel de desempeño sísmico de esta tipología constructiva.

1.3 Objetivos de la Investigación.

1.3. 1 Objetivo General.

- **Diseñar y determinar el comportamiento sísmico de estructuras de mampostería reforzada, para la determinación del nivel de seguridad de esta tipología en edificios, según normativa del MP-001 y empleando softwares comerciales.**

1.3. 2 Objetivos Específicos.

- **Definir un mecanismo para modelar edificios de mampostería reforzada en los softwares comerciales disponibles.**
- **Determinar el nivel de desempeño del edificio a través del uso de herramientas de análisis dinámicos no lineales, disponible en software comercial seleccionado.**
- **Evaluar el nivel de rendimiento obtenido de la investigación.**

1.4 Justificación.

El interés de realizar esta investigación, reside en poder establecer el nivel de rendimiento en edificios a base de muros de mampostería reforzada durante sismos de poca, mediana y alta intensidad.

Esta investigación quiere determinar los niveles de desempeño que pudiera experimentar este tipo de sistemas, en torno a la capacidad y deformación máxima de sus elementos. Al término de esta investigación, se proporcionará datos analíticos de gran relevancia y se plasmará un patrón de análisis, que serán de mucha utilidad al diseñar edificaciones con muros de mampostería reforzada como principal sistema resistente ante solicitaciones sísmicas. Significaría un posible mecanismo de análisis para obtener el nivel de rendimiento sísmico de este tipo de muros, dentro de nuestro entorno profesional de diseño y análisis de estructuras. En el campo del diseño sismo resistente, los análisis por desempeño en sistemas a base de muros de mampostería reforzada en edificios, han sido menos estudiados en relación a edificaciones analizadas y diseñadas con sistemas convencionales. La mayoría de análisis por desempeño, han estado más enfocados en sistemas estructurales de acero, y en elementos de concreto reforzado.

El resultado de esta investigación aclarará dudas sobre el análisis por desempeño en edificios de este orden. Esto vendría a resolver en cierta medida, la falta de experticia que tenemos al momento de analizar y diseñar edificios de altura contruidos con mampostería. Bajo esa misma línea, se estarían proponiendo sistemas menos costosos y que a la fecha, han sido poco empleados.

CAPITULO II.

MARCO TEÓRICO

2.1 Conceptos Generales.

El rendimiento o desempeño estructural, está ligado al comportamiento de una estructura y sus componentes, en relación a los niveles de daños luego del agitación del suelo, provocado por un sismo de cierta magnitud. Tiene la finalidad que los edificios tengan la capacidad de resistir sismos frecuentes, sin que existan daños significativos en los elementos, sismos moderados con daños reparables, y sismos intensos que provoquen daños de consideración sin llegar al colapso del edificio. Bajo esta filosofía, aún se sigue profundizando en los análisis que nos permitan cuantificar los tipos de daños que se pueden producir en una estructura durante los tres escenarios de sismos antes expuestos.

En tal sentido, la seguridad ante el colapso de una edificación ante sismos intensos, no implica necesariamente un comportamiento ideal cuando se presentan sismos de poca y mediana intensidad. Por ejemplo, durante los terremotos de (Northridge-USA 17/01/1994) (Umbria Marche 26/09/1997), aunque muchas estructuras con un diseño sísmico quedaron en pie, se presentaron pérdidas económicas gigantescas que afectaron la vida de sus ocupantes. Esto se dio debido a la falta de objetividad en las definiciones de un análisis por desempeño en zonas sísmicas.

Por otro lado, en el caso de sismos menos intensos que afectaron a sistemas no diseñados bajo una concepción sismo-resistente, como fueron los terremotos de (Izmit, Turquía 1999), (Argelia 1999), (Guayaquil, Ecuador 2017) causaron cientos de miles de heridos y centenares de muertos.

A raíz de estos acontecimientos, se ha originado una tendencia clara a profundizar la filosofía de resistencia física al concepto más evolucionado y versátil del análisis por desempeño en edificaciones

Sin embargo, desde hace 25 años aproximadamente, se ha venido modificando paulatinamente esta idea, considerando que no necesariamente un incremento en la resistencia global de una estructura puede garantizar la seguridad y, por consiguiente, no reduce el daño. Los conceptos a partir de los cuales ha surgido este planteamiento, corresponden a los principios de análisis y diseño por capacidad, los cuales fueron introducidos en Nueva Zelanda por Park y Paulay (1975). Este fue el punto de partida para empezar a desarrollar una nueva filosofía de diseño, en la cual la distribución de la resistencia a lo largo todo el sistema estructural era más importante que conocer el valor global del cortante basal de diseño.

Existen varios métodos para analizar el comportamiento de las estructuras, tanto elásticos lineales como inelásticos. Los métodos elásticos disponibles, incluyen los procedimientos de la fuerza lateral estática, la fuerza lateral dinámica, así como procedimientos lineales usando relaciones de capacidad y demanda establecidas en los códigos. Por otra parte, el principal método de análisis inelástico, es el análisis dinámico no lineal de estructuras.

2.2 Términos de Referencia.

Con el propósito de sustentar de manera teoría la investigación, se procede a plasmar criterios básicos para el manejo de la misma:

Mampostería: Material estructural compuesto por bloques, unidos con mortero. (Norma Mínima de mampostería MTI)

Mampostería Reforzada: Mampostería reforzada interiormente con varillas de acero corrugadas, horizontalmente y verticalmente e integrada mediante concreto fluido, con el fin de garantizar que los diferentes componentes actúen como un conjunto para resistir los esfuerzos. (Norma Mínima de mampostería MTI)

Concreto Líquido: Concreto con o sin agregado grueso, con una consistencia fluida.

Muro Portante: Muro diseñado y construido de tal manera que pueda transmitir cargas horizontales y verticales de un nivel al nivel inferior, o a la fundación. Estos deben tener continuidad vertical

Estado Límite: Un estado límite está definido por una combinación de fuerzas, desplazamiento o niveles de fatiga, que determinan el inicio de un comportamiento inaceptable de la estructura. Para efectos de diseño estructural, se deben considerar, como mínimo, dos estados límite: el estado límite de falla, y el estado límite de servicio. (Reglamento Nacional de la Construcción 2007).

Acelerograma: Serie temporal o cronológica de valores de aceleraciones que se han registrado durante un sismo. Este registro permite realizar análisis del efecto de los sismos en diferentes tipos de estructuras.

Espectro de Respuesta: Es el valor máximo de la respuesta, de un sistema oscilatorio de un grado de libertad.

Espectro de diseño: Espectro que considera el factor de reducción de respuesta en relación al sistema resistente según el sismo adoptado.

Cargas muertas: Se considerará como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia substancialmente con el tiempo.

Cargas Vivas: Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. Deberán ser consideradas en el diseño las cargas vivas más altas que probablemente ocurran.

Diafragma: Se entiende por diafragma cualquier sistema de techo o entrepiso capaz de transmitir fuerzas laterales de sismo o viento a los elementos verticales que forman el sistema resistente a dichas cargas.

Muro Dúctil: Muro de corte calculado y construido de tal manera que pueda sufrir deformaciones inelásticas (de naturaleza cíclica y reversible de un orden mayor al rango elástico), sin pérdida sensible de su resistencia. (RNC- 2017)

Resistencia: Se denominará resistencia a la magnitud de la fuerza interna que provocará en la estructura o en un elemento de ella la inminente aparición de un estado límite de falla. Las fuerzas internas de un elemento estructural son la fuerza axial, las fuerzas cortantes, los momentos flexionantes y momentos torsionantes.

Acciones de diseño: Se llama acciones o fuerzas de diseño a todas aquellas perturbaciones que afectan a la estructura y que generan en ella un sistema de fuerzas internas (fuerza axial, cortante, momento flexionante y momento torsionante para mantener el equilibrio y estabilidad de la estructura.

Deformación: Cambio de forma del componente, al imputarle una carga.

Ductilidad: Capacidad del elemento de incursionar a un comportamiento inelástico, sin pérdida considerable de su resistencia.

Rotula o articulación Plástica: Zona de cedencia que se origina en una sección de un miembro estructural cuando alcanza el momento de agotamiento.

Amenaza Sísmica: Caracterización numérica en torno a la probabilidad estadística de excedencia de cierta aceleración del suelo, en un determinado sitio durante un periodo de tiempo.

Desplazamiento de piso: Valor de desplazamiento absoluto de un piso bajo la acción de fuerzas o empujes laterales.

Desempeño sísmico: Capacidad esperada de la estructura de un edificio para mantener su funcionalidad durante y después de un sismo.

Períodos y frecuencias: Son los periodos y frecuencias asociados con los modos de oscilación; el período fundamental es el período natural de mayor valor.

2.3 Niveles de Desempeño

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales:

- 1) Los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales,
- 2) La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños,
- 3) La funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995), (ATC, 1996).

A continuación, se presenta una descripción detallada de los niveles establecidos por dos de los trabajos más completos realizados hasta el momento: el ATC-40 y el comité VISION 2000.

2.4 Propuesta del Comité VISION 2000

Este comité define cuatro niveles de desempeño que identifica a través de los siguientes calificadores:

Totalmente operacional: Corresponde a un nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.

Operacional: En este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores.

Seguridad: Está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, se ven reducidas, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual, es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.

Próximo al colapso: la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación

pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde un punto de vista económico.

En el informe presentado por el comité VISION 2000 se incluye una descripción exhaustiva de los niveles permisibles de daño asociados a cada uno de los cuatro niveles de desempeño para varios sistemas y subsistemas del edificio, los componentes del sistema resistente a cargas verticales y laterales, así como los componentes secundarios y no estructurales (arquitectónicos, eléctricos, mecánicos, etc.)

Con el fin de desarrollar nuestra investigación y poder determinar el nivel de desempeño de nuestro sistema estructural, basado en el diseño previo del edificio, sismo de diseño y rotaciones, tomaremos como indicador calificativo el de “nivel ocupación inmediata, en base a lo abordado con anterioridad según el comité de VISIÓN 2000.

2.5 Niveles de Diseño no Estructural.

NP-A Operacional: elementos no estructurales en su lugar y funcionando.

NPB Ocupación Inmediata: elementos en su lugar, sin embargo, podrían no funcionar.

NPC Seguridad de Vida: daño notorio, pero sin llegar al colapso de sistemas importantes o de emergencia.

NP-D Amenaza Reducida: daño muy drástico, sistemas importantes o de emergencia bajo la amenaza de causar lesiones a los ocupantes.

2.6 Propiedades Básicas de los Materiales.

2.6.1 Relación Esfuerzo Deformación del Acero.

El refuerzo en la mampostería es usado como en el concreto, con el fin de resistir esfuerzos de tensión y cortantes inducidos por las diferentes combinaciones de carga. Es el elemento del muro encargado de proporcionar ductilidad y resistencia durante los ciclos repetitivos, sin disminuir considerablemente su resistencia, aun con haber experimentado su nivel de fluencia.

En la Figura N° 1, se observa la zona elástica lineal (tramo O-A), cuya pendiente es igual al módulo de elasticidad E_s . Este tramo mantiene una forma lineal hasta alcanzar el esfuerzo de fluencia f_y , el cual permanece constante (tramo A-B). A partir de este punto el material presenta un endurecimiento hasta alcanzar un esfuerzo máximo f_{su} (tramo B-C). Después de este instante la curva es decreciente hasta llegar a la rotura del acero. Las deformaciones ϵ_{sh} y ϵ_{su} corresponden al instante donde se inicia el endurecimiento por deformación y la rotura del acero, respectivamente.

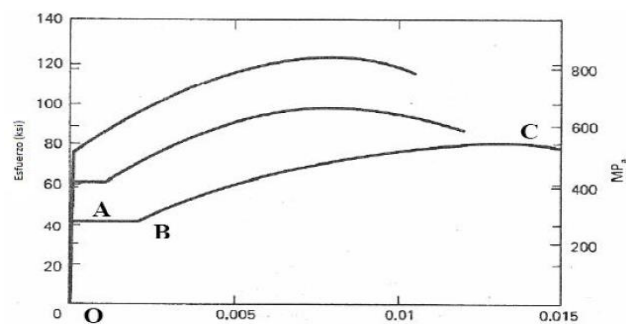


Figura N°1. Curva esfuerzo- deformación del acero.

Por otro lado, cuando el acero supera un estado cierto de tensión límite, empieza a experimentar la pérdida de rigidez. No obstante, tiene la bondad de seguir soportando incremento de cargas. En este sentido, en la Figura N°2 se puede apreciar que, a medida del aumento de la tensión, las

deformaciones del material incrementan. Esta medida de deformación, está asociada a comportamientos de plasticidad del material

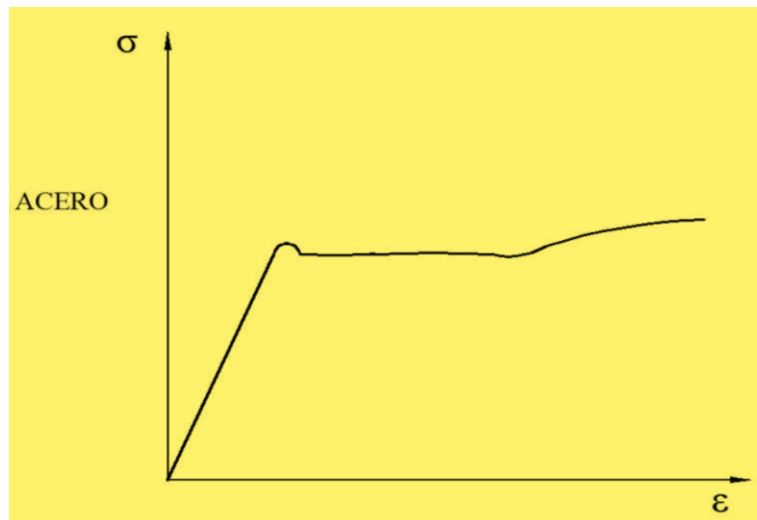


Figura N°2. Comportamiento no lineal del acero.

2.6.2 Mampostería Reforzada.

El comportamiento no lineal de muros de mampostería reforzada debe estar concebido en base a un comportamiento por flexión y cortante. El modo por flexión conlleva a que el componente presente fisuras por flexión, fluencia del refuerzo, deflexiones, pandeo y fractura con ruptura y desprendimiento de la mampostería en zonas a compresión, y un potencial pandeo en las mismas zonas. Su comportamiento es generalmente dúctil, y exhibe propiedades de histéresis a como se muestra en la figura N° 3. Sin embargo; existe un comportamiento menos dúctil, cuando la falla se origina por tensión, degradando los lazos de histéresis que se muestran en la figura N° 4. En términos generales, con grandes cargas de axial a compresión, y cantidades de refuerzo vertical por encima del requerida, predominaría un comportamiento menos dúctil del sistema (NIST,2014)

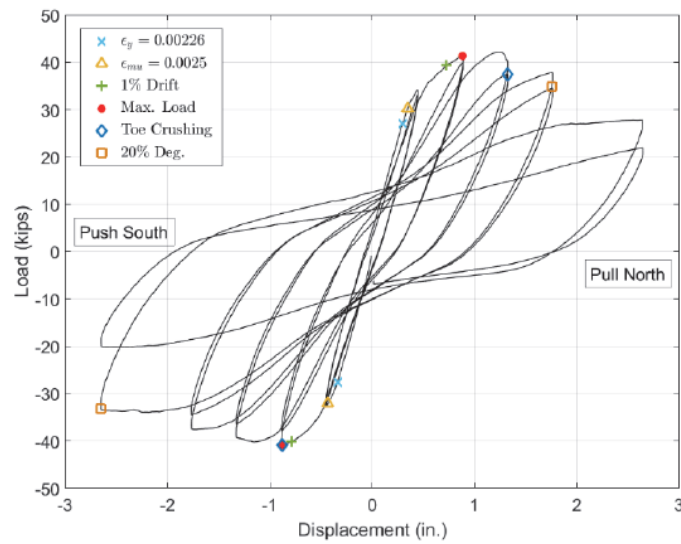


Figura N°3. Ciclo de histéresis, fluencia del muro por flexión.(Fuente Sherman 2011)

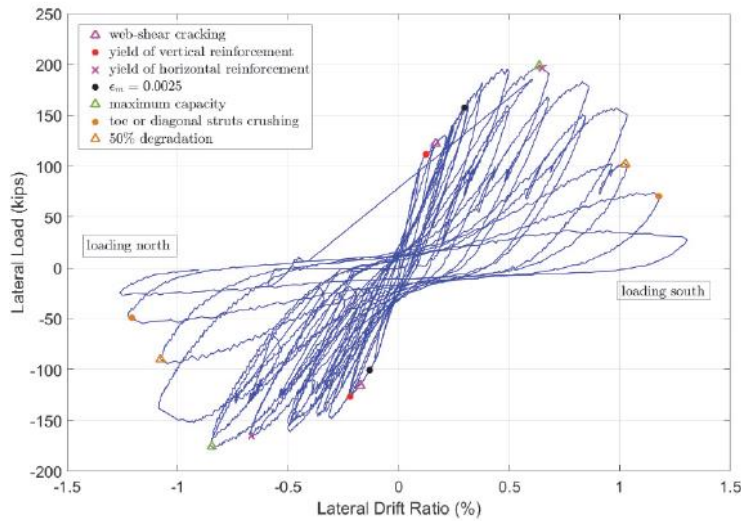


Figura N°4. Ciclo de histéresis, fluencia del muro por corte. (Fuente Ahmadi 2012)

Este tipo de falla es normalmente precedida por el desarrollo de grietas de cortantes diagonales, que en su comienzo pueden ser restringidas desde su apertura por el refuerzo horizontal de corte. Sin embargo, una vez que la falla diagonal por corte se ha alcanzado, grietas importantes aparecerán a como se muestra en la Figura N°5 y la resistencia lateral del muro pudiera caer

rápida de una manera inesperada. A su vez, esta falla podría venir de la mano por fractura a tensión o falla en el anclaje del acero horizontal.



Figura N° 5. Fallas dominadas por corte en el sistema. Ductilidad Limitada. (UT-PBS-02 Ahmadi, 2012.)

La capacidad al corte de un muro de mampostería reforzada depende de la relación ancho espesor, la resistencia de la mampostería, la cantidad de refuerzo de corte y la aplicación de cargas por flexión y compresión al sistema. Muros con espesores insuficiente en sus claros, y poco refuerzo por corte serían regidos por un comportamiento de falla por corte.

2.6.3 Recomendaciones para el Modelado de la Mampostería.

El modelado de la mampostería reforzada, típicamente es desarrollado usando dos elementos de marcos dimensional con uniones rígidas que representan las zonas del panel en las intersecciones de las vigas de acoples y las columnas de los muros (Recommended modelin and parameters and acceptance criteria for nonlinear analysis. In support of seismic evaluation)

. Las rótulas plásticas representan un daño por flexión como parte de su rango inelástico, y los resortes en serie con las vigas o muros por su lado, un daño por corte dentro su comportamiento no lineal. Ver Figura 6. En la figura N°6 por su parte, se ilustra los momentos – curvaturas recomendados que rige para un muro de mampostería reforzada que va ser controlado por un comportamiento inelástico por flexión.

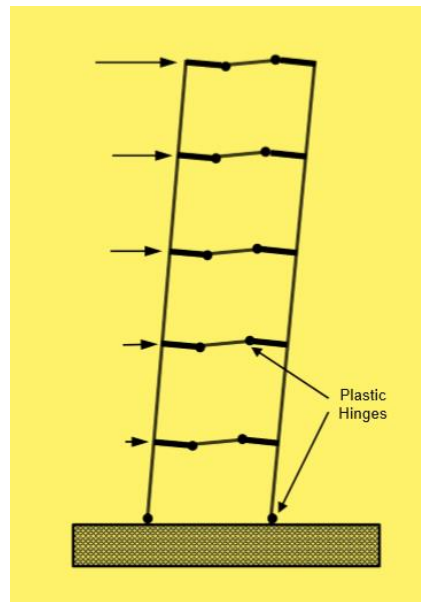


Figura N°6. Comportamiento inelástico de muros de mampostería

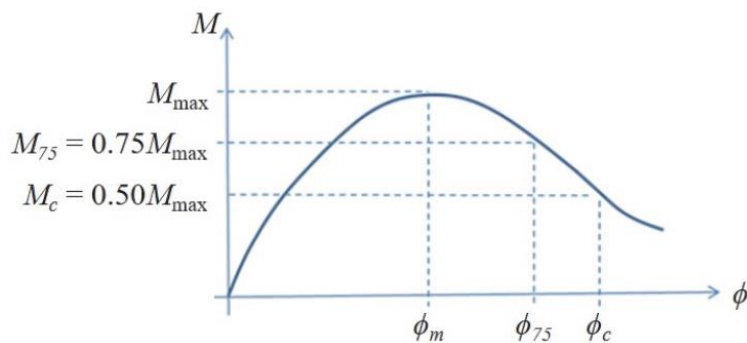


Figura N°7. Momento de curvatura cíclicos en base a puntos de control en Muros de mampostería reforzadas (NIST GCR 17-917-45).

El comportamiento no lineal de muro de mampostería reforzada, puede ser modelado de una manera detallada usando elementos “Shell” con fisuras delineadas. En el caso de modelar muros de mampostería reforzada con vigas y columnas que estarán sujetos a fuerzas de sismos, el requerimiento básico precede de la habilidad que tengan estos elementos de simular correctamente un comportamiento por flexión del componente, incluyendo los momentos curvatura de la sección neta del muro y la longitud efectiva de las rotulas plásticas en la zona donde se tiene previsto que se origine la deformación plástica. La distancia efectiva de la rótula plástica, debería contar con la propagación de la deformación plástica en las barras longitudinales hasta las losas de fundación o en las zonas del panel entre los elementos del muro, la cual por lo general se refiere como a una penetración por deformación plástica. Estos elementos además deben ser capaces de simular un mecanismo aproximado por corte en una manera idónea. En especial para aquellos muros con espesores limitados. No obstante, no rige el comportamiento inelástico por corte de las vigas y columnas, particularmente está regido por grietas diagonales por corte.

2.6.4 Modelos de Materiales para Mampostería y Acero.

Para concebir un comportamiento del modelo a flexión de un muro de mampostería reforzada, las fuerzas de tensión en el sistema no deben ser tomadas en cuenta. El comportamiento de flexo compresión del muro es muy similar al del concreto, y puede, por lo tanto, ser idealizada por el modelo KENT-PARK (Kent-Park model 1971) la cual se muestra en la Figura N°8. Tanto para la mampostería como para el concreto, la calibración del régimen post peak del modelo requiere consideraciones especiales ya que este puede tener influencias significativas en la ductilidad dada por flexión exhibida en los resultados del análisis. Ya sea en una prueba de laboratorio o un análisis por computadora, el comportamiento del material debe estar mandado por deformación plástica de sus miembros.

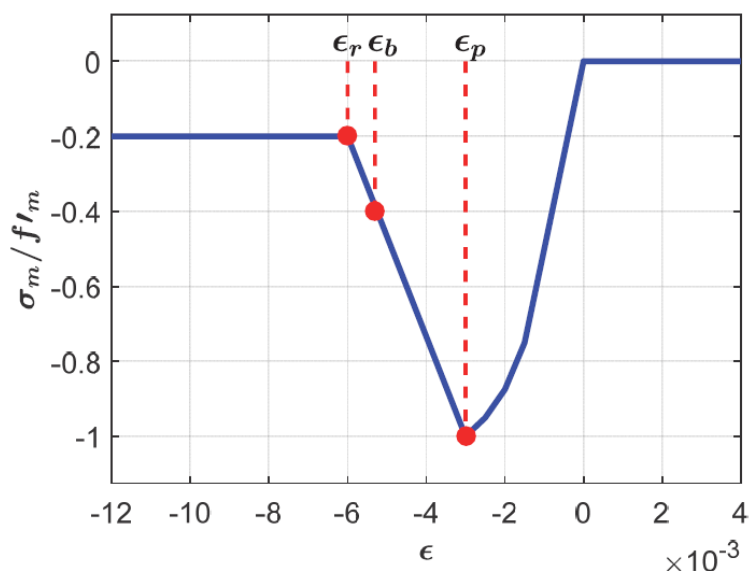


Figura 8. Curva esfuerzo deformación mampostería reforzada, comportamiento a compresión. (NIST GCR 17-917-45).

La localización de la deformación o el daño plástico también ocurre en los análisis de muros con vigas y columnas con plasticidades distribuidas después que el material ha alcanzado su pico máximo de deformación. Para obtener la base comparativa de la relación esfuerzo deformación para mampostería con Kent-Park Model, se puede desarrollar un modelo mediante la incorporación de vigas-columnas en los muros que van a tener una longitud de rotula plástica predeterminada (Sccot and Fenves 2006) la cual corresponde a una longitud efectiva de la rótula plástica del muro, la cual se asume sea un 20% de la altura del muro a como se recomienda en los análisis de mampostería reforzada en NIST(2010 a).

Basado en los argumentos por fractura debido a la energía de Bazant y Oh (1983) y Jansen y Shah (1997), Coleman y Spacone (2011) se ha derivado la siguiente ecuación para calcular el valor de ϵ_r (Relación esfuerzo deformación), la cual tiene su fundamento de pruebas experimentales a partir del modelo Kent y Park; Sherman (2011), Ahmadi (2012),Kapoi (2012), Sheded et al

$$\varepsilon_r = - \left(\frac{G_f}{0.6 f'_m L_e} - \frac{0.8 f'_m}{E_m} - \varepsilon_p \right) \quad (2-1)$$

f'_m = Resistencia a la compresión axial de la mampostería

E_m = Módulo de elasticidad de la mampostería

ε_p = Deformación en el pico máximo debido al esfuerzo por compresión

L_e = Longitud de la rótula plástica dada en las vigas-columnas

G_f = Energía total de fractura por unidad de área

$$G_f = -0.6(\varepsilon_r - \varepsilon_p) f'_m L_p + \frac{0.48 f_m'^2 L_p}{E_m} \quad (2-2)$$

2.6.5 Acero de Refuerzo.

La degradación de la carga ocuriente en un fallo por flexión por lo general está asociada con uno o más de los siguientes fenómenos: fractura y desprendimiento de la mampostería en las zonas inferiores a compresión del muro, y pandeo y fractura del refuerzo vertical luego de la pérdida del confinamiento de la mampostería. Es importante conseguir dentro del modelo para su incursión a la no linealidad, que las barras logren fallar por pandeo y fractura con el fin de representar un daño controlado. Bajo esta filosofía y usando elementos como vigas y columnas, este fenómeno puede ser incorporado de una manera aproximada en la relación esfuerzo- deformación del acero de refuerzo (NIST 2010). El mismo, puede ser representado según la ilustración de la figura N° 9. Parte de estas asunciones están arraigadas en pruebas de laboratorios en donde se asumió que la resistencia a la tensión del acero es 1.5 veces la capacidad de fluencia, basado en las propiedades del acero grado 60. El pandeo de la barra de refuerzo está representado en la misma figura, como una caída inesperada del esfuerzo a compresión presente en el modelo.

El criterio para el pandeo de refuerzo, es una deformación basada en la asunción de que la tensión de la barra o acero vertical es la misma que la tensión por axial en la mampostería adyacente y que una barra se flexionará una vez la mampostería adyacente alcance su deformación por la compresión, ϵ_b , en donde se asume que la capacidad de la mampostería bajo este esfuerzo, cae en 40% de su pico máximo de resistencia o capacidad, significando un desprendimiento severo. En base a lo mostrado en la figura N°8, la relación esfuerzo deformación para la mampostería puede ser delimitada como $\epsilon_b = -0.0053$. Este valor está ligado con la longitud de la deformación plástica, si esta sufre una modificación, la relación esfuerzo deformación cambiará. Cuando una barra se pandea, la capacidad del material a la compresión decrece linealmente a medida que el esfuerzo incrementa hasta un 10 % de la capacidad a la fluencia del acero cuando la flexo compresión alcanza un valor limite ϵ_{10} , provisto a ser $\epsilon_r - 0.001$.

La fuerza por la cual la barra se fractura, depende de cargas repetitivas o cíclicas durante un tiempo determinado. Cargas cíclicas o repetitivas llevan a una fractura repentina de la barra debido a pequeños ciclos de fatiga inducidos por severos ciclos de esfuerzos. Bajo esta norma, podemos considerar dos tipos historias de cargas, una es aumentando monoatómicamente la tensión, la cual ocurrirá en las barras de refuerzo cuando el muro es cargado en una dirección. Basados en curvas de esfuerzo- deformación obtenida en pruebas físicas (*“Recommended modelin and parameters and acceptance criteria for nonlinear analysis. In support of seismic evaluation”*), se puede asumir que las barras llegarán a su pico máximo debido a la fuerza de tensión en la deformación de $\epsilon_{ps} 0.10$, luego que el esfuerzo decrece en este puede ser descrito como $\epsilon_0 = 0.15$, simulando fractura por tensión a como se muestra en la figura N° 10.

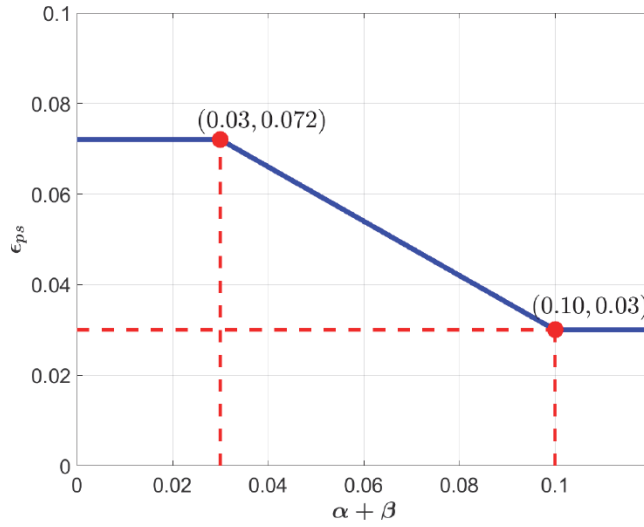


Figura N° 9. Relación esfuerzo deformación del acero considerando pandeo y ruptura. (NIST GCR 17-917-45).

La segunda clase son cargas cíclicas. Se asume que la fractura de la barra comienza en la reducción del esfuerzo ϵ_{ps} comprendido entre un valor de 0.03 y 0.072, experimentando bajos ciclos de fatiga estructural. Muros con grandes cantidades de refuerzo vertical o sujetos a esfuerzos considerables de compresión o axiales, tienden a experimentar desprendimiento de la mampostería o pandeo temprano de las barras verticales. Se puede asumir que ϵ_{ps} está en

función de los siguientes parámetros, α , índice de refuerzo, β , radio de carga por axial como se muestra en la figura N°10.

$$\alpha = \frac{f_y}{f'_m} \rho_v \quad (2-3)$$

$$\beta = \frac{P}{f'_m A_n} \quad (2-4)$$

Donde A_n es el área de la malla horizontal de la sección gruesa del muro, f'_y es la capacidad a la fluencia del acero vertical, ρ es la cuantía por área de la sección gruesa del muro del acero vertical, A_n y P la carga a compresión actuante en el muro de mampostería.

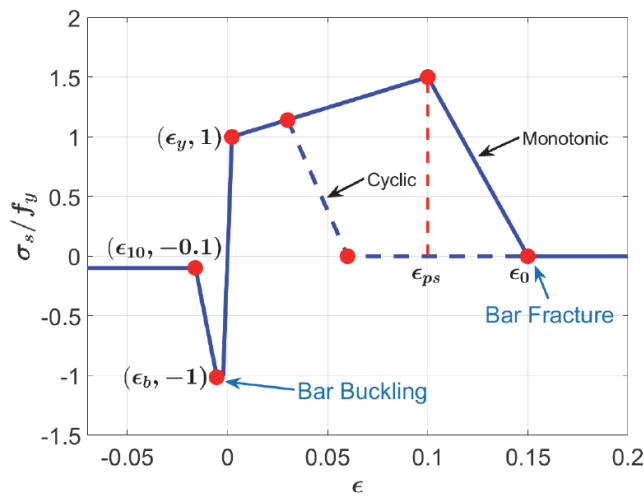


Figura N°10. Fuerza de Tensión en la fractura de la barra a consecuencia de cantidades de acero y cargas de axial en análisis cíclicos. (NIST GCR 17-917-45).

Para obtener objetividad en los resultados numéricos del modelo, las siguientes formulas son usadas para el calculo ϵ_{ps} y ϵ_0 , sugeridas en NIST (2010_a).

$$\epsilon_{ps,m} = \epsilon_y + \left(\epsilon_{ps} - \epsilon_y \right) \frac{L_p}{L_e} \quad (2-5)$$

$$\epsilon_{0,m} = \epsilon_{ps,m} + \left(\epsilon_0 - \epsilon_{ps} \right) \frac{L_p}{L_e} \quad (2-6)$$

Donde ϵ_{psm} y $\epsilon_{0,m}$ son valores modificados, mientras que ϵ_{ps} y ϵ_0 son los valores base plasmados con anterioridad en las figuras 9 y 10, L_e es la longitud de la zona plástica que se puede representar con vigas-columnas, y L_p es la longitud de la rótula plástica esperada para los muros.

2.7 Fundamentos del Análisis por Desempeño.

Estos están fundamentados en tres aspectos relevantes que engloba un análisis por desempeño de una edificación:

- Conocer los daños que se pueden dar en los elementos sismo resistentes y en los componentes no estructurales.
- Determinar el nivel de seguridad de los ocupantes antes los daños inducidos en el edificio por el sismo.
- El funcionamiento de la estructura posterior al evento sísmico.

2.8 Objetivos del Diseño por Desempeño

El primer paso en la ingeniería basada en el desempeño, es la selección de los objetivos del desempeño sísmico para el diseño. Estos corresponden a expresiones de acoplamiento entre los niveles de desempeño deseados para una estructura y el nivel de movimiento sísmico esperado. Para seleccionar estos objetivos, es necesario tener en cuenta factores tales como: la ocupación, la importancia de las funciones que ocurren dentro de la estructura, consideraciones económicas, incluyendo el costo de reparación y el costo de la interrupción de las actividades que se realizan en su interior, y consideraciones de la importancia de la estructura como por ejemplo una fuente de patrimonio histórico y cultural (Bertero, 1997). Uno de los objetivos esenciales del análisis por desempeño de una estructura, en este caso de un edificio, es diseñarlas con un desempeño sísmico predecible o aproximado ante una amenaza sísmica determinada.

2.9 Propuesta del Comité VISION 2000

El comité VISION 2000 considera las estructuras en tres grandes grupos, de acuerdo a su grado de importancia durante y después de un sismo: 1) estructuras críticas que contienen cantidades de

materiales peligrosos que podrían resultar en una amenaza inaceptable para un amplio sector de la comunidad, 2) estructuras esenciales que son las encargadas de todas las operaciones post-terremoto, tales como hospitales, estaciones de bomberos, policía, centros de control de emergencia, etc., y 3) estructuras básicas que no están incluidas en los dos primeros grupos.

2.10 Demanda Sísmica

La demanda sísmica generalmente se representa por medio de un espectro de respuesta, el cual presenta la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad (1 GDL) como una función de sus frecuencias. Tradicionalmente, en la ingeniería sísmica, se ha utilizado un espectro de respuesta de aceleraciones para procedimientos de análisis y diseño de estructuras basados en las fuerzas.

Sin embargo, durante los últimos años se ha identificado que los parámetros más relevantes en el diseño son los desplazamientos y las deformaciones. Por lo tanto, se ha promovido el uso de espectros de respuesta en el formato AD (S_a vs S_d) para propósitos de diseño basado en el desempeño sísmico (ATC-40, SEAC, 1995). Como su nombre indica, en este diagrama se gráfica en el eje de las ordenadas la aceleración espectral y en las abscisas el desplazamiento espectral. Las líneas radiales que parten desde el origen, corresponden a períodos constantes T_i . La ventaja de este formato es que la capacidad y la demanda pueden superponerse en el mismo diagrama, permitiendo una solución gráfica del nivel de desempeño de una estructura (Freeman, 1994). Es importante notar que este formato es tan solo una representación diferente de los mismos datos, y no proporciona información adicional. El procedimiento para construir el espectro de demanda sísmica en este formato es el siguiente:

- Cálculo del espectro elástico de aceleraciones, S_{ae} , normalizado.
- Cálculo del espectro elástico de desplazamientos S_{de} .

2.11 Métodos para Estimar el Punto de Desempeño

Una definición adecuada del punto de desempeño de una estructura, es que es útil para el diseño de nuevas estructuras, para la rehabilitación de estructuras existentes y para el análisis de vulnerabilidad y daño sísmico. La identificación de este punto permite entender mejor el comportamiento de una estructura sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad y puede ser de gran ayuda para incrementar los niveles de seguridad a un bajo costo.

2.12 Análisis no Lineal en Estructuras.

El análisis no lineal “Time history” es un análisis dinámico en donde la estructura es sometida a uno o varios movimientos del suelo, que son determinados y escalados, según los objetivos o propósitos del análisis (Seismic design of special reinforced masonry, shear walls). La respuesta no lineal del análisis solventa las limitantes que presenta el análisis estático no lineal (Pushover), en relación a su capacidad de validar la representación de los diferentes modos de comportamientos y otras respuestas de tiempo, dependientes de comportamientos tales como : la cantidad de efectos a consecuencia de las sacudidas del suelo, dependiente del curso de los comportamientos cíclicos, y de los modelos más aproximados o realísticos de los movimientos que experimentará el suelo, forma espectral, duración y los efectos de falla. La respuesta no lineal en el tiempo, ofrece una representación más precisa del comportamiento transitorio del edificio debido a la energía imputada por el sismo, según la intensidad del fenómeno natural.

En este tipo de análisis, la estructura se modela de forma similar a la utilizada para el análisis estático no lineal. Lo que difiere es que la acción sísmica se modela con historias temporales de movimiento (acelerogramas reales o simulados).

Este es el procedimiento más sofisticado para predecir las fuerzas y los desplazamientos internos de una estructura cuando se ve sometida a solicitaciones sísmicas. Con la salvedad, la respuesta calculada de la estructura puede ser muy sensible a las características propias de la acción, por lo que se recomienda utilizar varios registros de historias temporales de aceleraciones Ver figura N°11. Para la realización de esta investigación y la incursión de nuestro sistema a la no linealidad, será empleado mediante un análisis por “Performace Based Design” en el software “ETABS”. Con él, se verificará el desplazamiento lateral de edificio como el parámetro básico de la demanda-capacidad.

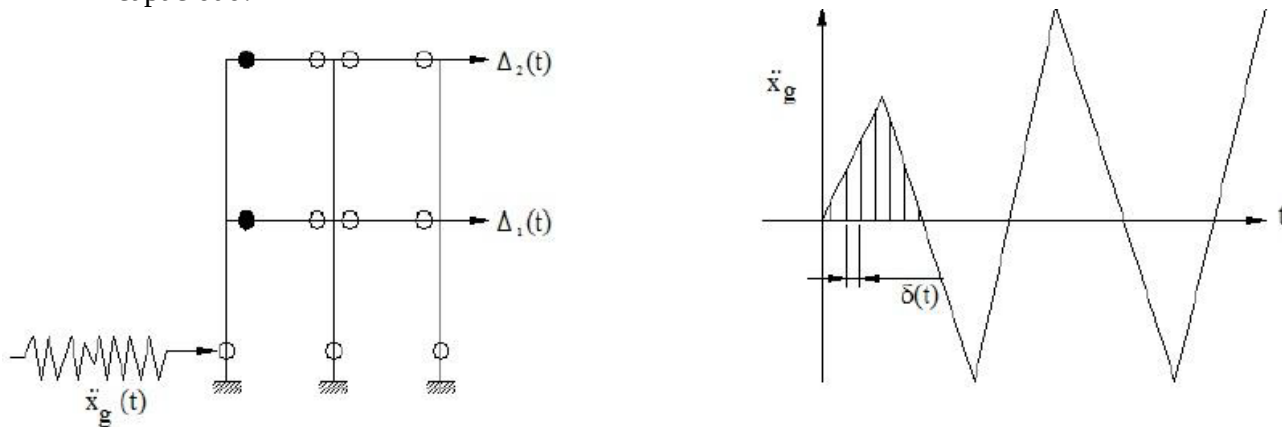


Figura N°11. Historias temporales de aceleraciones y desplazamientos del sistema.

2.13 Rotulas Plásticas.

Por lo general el comportamiento no lineal de los elementos estructurales cuando se idealizan como barras se representa por medio de rótulas plásticas, las cuales se generan en zonas específicas a lo largo de la longitud de un elemento. Una rótula plástica teóricamente se define como aquel

punto en que la sección no es capaz de absorber mayor momento a flexión y empieza únicamente a rotar. Este punto se genera a una longitud que varía de acuerdo al tipo de conexión entre elementos, así como de las características propias de la sección.

Muchos investigadores han propuesto fórmulas para definir la longitud donde se genera la rótula plástica, que generalmente se encuentra en las zonas rígidas de un elemento, es decir en sus extremos. Las rótulas plásticas pueden ser modeladas de diferentes formas, dependiendo de la calidad de resultados que se necesitan para la evaluación. Se debe definir el modelo de plasticidad a utilizar, debido a la profunda relación entre los resultados del cálculo de la capacidad sísmica resistente y el tipo de modelo de plasticidad usado. El desarrollo de esta investigación se realizó considerando un modelo de plasticidad concentrada, en el cual, como ya fue mencionado, el daño se concentra solo en un punto, no considerando la longitud de daño.

Basado en observaciones de laboratorio, fórmulas empíricas se han propuesto para estimar las longitudes efectivas de las rótulas plásticas para concreto reforzado y muros de mampostería (e.g., Paulay y Priestley, 1992; Priestley y al. (2007). La teoría inicial está basada en métodos analíticos simplificados para los desplazamientos debido a la flexión en el muro. Para muro de mampostería reforzada, Priestley y al. (2007) han sugerido las siguientes ecuaciones para la longitud efectiva de la rótula plástica

$$L_p = 0.04h_e + 0.1l_w + L_{sp} \geq 3L_{sp} \quad (2.7)$$

$$L_{sp} = 0.15f_{ye}d_b \quad (2.8)$$

Donde:

h_e es la altura efectiva del muro, l_w es la longitud del muro, l_{sp} medida para la cuantificación de la penetración plástica, d_b diámetro de las barras verticales, y f_{ye} la deformación de la barra debida a la fluencia del acero. No obstante, en base a estudios realizados y pruebas de laboratorio (NIST 2010) podemos asumir para nuestra investigación, una longitud efectiva de la rótula plástica concerniente al 20% de la altura de los muros de mampostería reforzada que usaremos en nuestro modelo.

2.14 Deformación por Corte.

Para un muro dominado por un comportamiento a flexión, se hace oportuno la incorporación de resortes elástico de corte conectados en serie, con los grados de libertad laterales de elementos vigas-columnas para poder cuantificar la deformación por corte en un segmento de muro. La rigidez aparente para corte de un muro de mampostería está dada por la siguiente ecuación teórica.

$$K_v = \frac{A_v G_m}{h} \quad 3-1$$

Donde h es la altura del muro, A_v es el área efectiva de corte, y G_m es el módulo de corte de la mampostería, que será calculado de acuerdo a lo definido en el inciso 5.3 de la Norma Mínima de Diseño y construcción RNC (MP-001) $G = 0.4 E$. Por su parte la 17_NISTGCR17-9 (Recommended modeled parameters and acceptance criteria for nonlinear analysis in support of seismic evaluation) asume que el valor del módulo de corte, puede ser propuesto como el 40% del módulo de Young, E_m . Cuando aparecen grietas por corte en el muro, la rigidez al corte del muro decrece significativamente. Datos experimentales desarrollado por Shing y al. (1991) muestran que la rigidez efectiva al corte de un muro de mampostería, con una relación de ancho espesor

igual a 1, puede ser reducida hasta un 50 % del valor calculado con la ecuación (3-1), cuando la fuerza lateral aplicada alcanza un 50% de su capacidad al corte. También puede ser aminorada hasta un 20% de la rigidez teórica, cuando se desarrolla la grieta diagonal por corte más significativa.

2.15 Influencia de Cargas en el Tiempo.

Basado en resultados numéricos, podemos asumir que el comportamiento de muros con menos refuerzo vertical y cargas compresivas axiales inferiores, están más susceptibles a historias de carga, siendo significativamente más dúctiles bajo cargas incrementadas monotónicamente que en relación a cargas cíclicas. Esto se puede atribuir al hecho que el comportamiento de estos muros esta significativamente influenciado por el acero de refuerzo, mientras que el comportamiento de muros con mayores axiales y cuantías de acero, está orientado o dominado por el fallo de la mampostería.

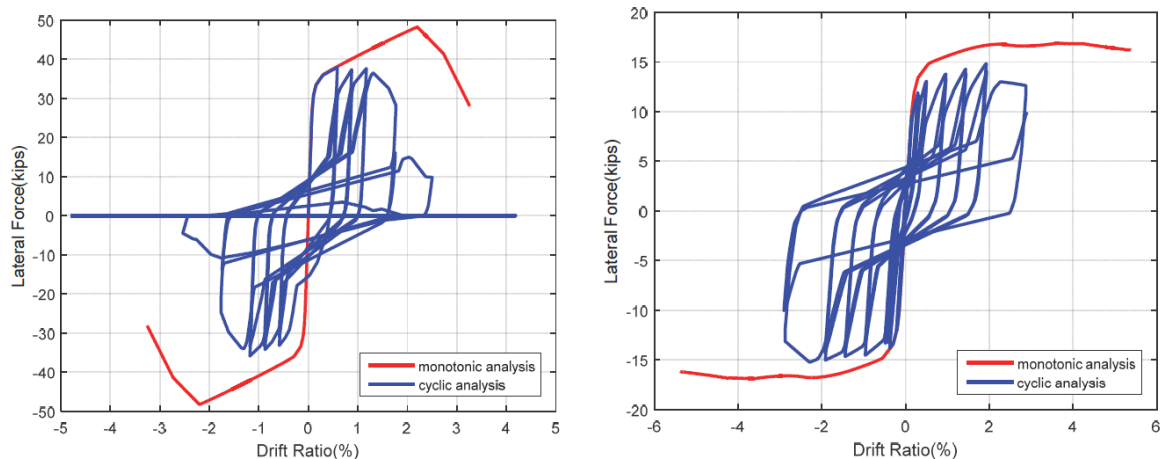


Figura N° 12. Influencias de carga en el tiempo. Comportamiento dominado por flexión. (NIST GCR 17-917-45).

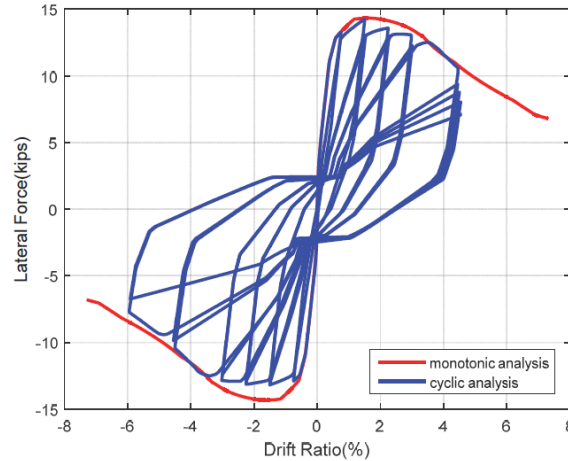


Figura N° 13. Cargas incrementadas monótonicamente. Comportamiento dominado por flexión. (NIST GCR 17-917-45).

- Curvas fuerza-desplazamientos para muros de mampostería dominados por flexión

La propuesta de curva “angular” para muros de mampostería reforzada, está definida en términos de 5 parámetros, para ser específico, la rigidez efectiva elástica del muro, k , la resistencia máxima esperada del muro a la carga lateral, Q_{max} , el desplazamiento máximo según la resistencia que alcanza, Δ_{max} , el desplazamiento en el cual el máximo pico de resistencia cae a un 75% de Q_{max} , Δ_{75} , y el desplazamiento final, Δ_c , en donde la resistencia a la fuerza lateral del muro se puede despreciar.

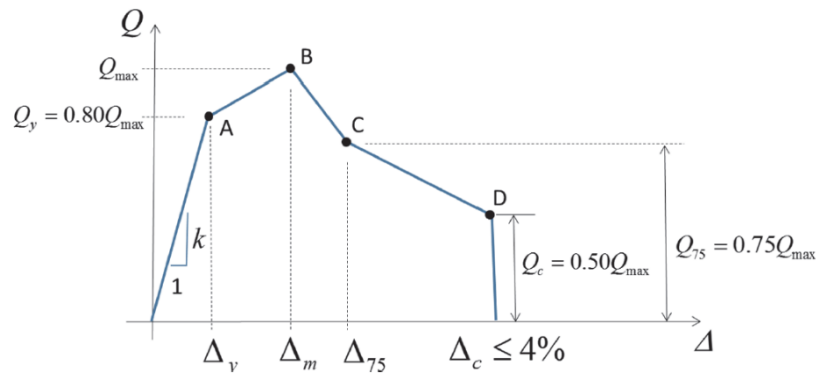


Figura N° 14. Curvas esfuerzo- desplazamiento para muros de mampostería dominados por flexión. (NIST GCR 17-917-45)

Los valores de los cinco parámetros que definen nuestra curva “angular” dependen de las propiedades del muro, así como las condiciones de carga, aspecto de esbeltez, condiciones de apoyo, y los contenidos de refuerzo del muro, propiedades de los materiales y fuerzas axiales actuantes en el muro de mampostería reforzada.

Para efectos de poder tomar en cuenta estos parámetros, procedimientos analíticos se han desarrollado con el propósito de poder construir la curva del muro basado en las propiedades dadas y las condiciones de carga.

Bajo procesos meramente analíticos, los valores de Q_{max} , Δ_{max} , Δ_{75} , y Δ_c , son determinados de la relación momento curvatura de la sección del muro, como se muestra en la Figura N° 7. La curva momento-curvatura puede ser calculada, según lo presentado anteriormente, en los modelos de materiales para mampostería y acero, del capítulo II. Usando una teoría simple de viga, para una carga axial y curvatura dada, el momento flexionante puede ser encontrado debido a los esfuerzos desarrollados en la sección a razón de la fuerza aplicado y por condiciones de equilibrio del momento. Con el propósito de construir la curva carga-desplazamiento, solo valores de momentos picos M_{max} , y las curvas respectivas, ϕ_m , ϕ_{75} , y ϕ_c , son requeridos. Estos valores son reflejados en la Figura N° 15.

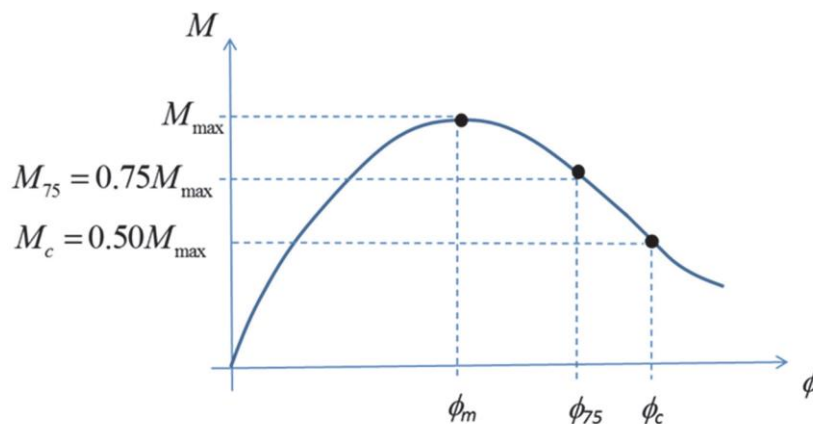


Figura N° 15. Momentos picos según factores de carga.

El principal factor que discrimina de un comportamiento de muro de mampostería reforzada cargado cíclicamente, a un muro monotonícamente cargado, es en torno al comportamiento por fatiga debido a ciclos bajo en el refuerzo vertical del muro. El proceso para la construcción de la curva carga-desplazamiento usando una relación momento-curvatura, es presentado mediante el ejemplo de la Figura N°16.

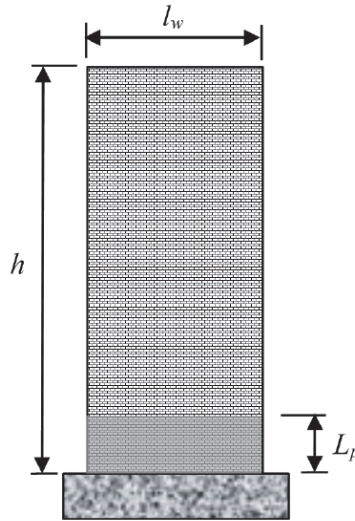


Figura N°16 Propuesta de muro con apoyo como modelo.

En este caso, L_p se puede asumir a como fue abordado anteriormente, en base a un 20% de las alturas de los muro que se van a proponer en el modelo. La rigidez inicial se puede calcular con la siguiente ecuación, basado en teoría elástica, pero con consideraciones de reducción de rigidez debido a la aparición de grietas en el muro de mampostería:

$$k = \frac{1}{\frac{h^3}{3E_m I_e} + \frac{h}{0.35A_v G_m}} \quad (3.2)$$

En donde el módulo de elasticidad será según lo establece el Mp-001 $E = 1000f'm$ y el módulo de corte $G = 0.4E$ respectivamente.

El momento efectivo de Inercia, I_e , es asumido a ser el 15% de la sección sin agrietar del muro, y un factor de reducción de 0.35 aplicado a la rigidez por corte para considerar las grietas. Este factor de la reducción de la rigidez, fueron obtenidos de forma experimental y abordados en el NIST (2014).

En el caso que al modelo se le aplicara una carga lateral en la parte superior, la capacidad máxima de carga $Q_{max} = M_{max}/h$, y el desplazamiento Δ_m en la cual se considera una componente a flexión Δ_{fm} y una componente de corte Δ_{vm} ,

$$\Delta_m = \Delta_{fm} + \Delta_{vm} \quad (3.3)$$

$$\Delta_{fm} = \frac{M_{max}}{EI_e} \frac{h^3}{3} + \left(\phi_m - \frac{M_{max}}{EI_e} \right) L_p \left(h - \frac{L_p}{2} \right) \quad (3.4)$$

$$\Delta_{vm} = Q_{max} \frac{h}{0.20A_v G_m} \quad (3.5)$$

Los desplazamientos Δ_{75} y Δ_m pueden ser calculados de manera similar:

$$\Delta_{75/c} = \Delta_{f75/c} + \Delta_{v75/c} \quad (3.6)$$

$$\Delta_{f75/c} = \frac{M_{75/c}}{EI_e} \frac{h^3}{3} + \left(\phi_{75/c} - \frac{M_{75/c}}{EI_e} \right) L_p \left(h - \frac{L_p}{2} \right) \quad (3.7)$$

$$\Delta_{v75/c} = Q_{75/c} \frac{h}{0.20A_v G_m} \quad (3.8)$$

2.16 Caracterización de las Aceleraciones del Suelo Durante el Sismo.

- Método de evaluación. Es de suma notoriedad que, durante el análisis, los movimientos imputados por el suelo reflejen lo más preciso posible, las características de la amenaza sísmica del sitio. La típica evaluación del análisis, está orientada a una evaluación basada en “intensidad” (FEMMA 2012), la cual, a su vez, está basada sobre un chequeo de la respuesta del edificio ante un nivel de aceleración del suelo (e.g., MCER,DE)
- Espectro de repuesta. El ASCE/SEI7 -16 permite dos tipos de espectro de respuesta para una evaluación basada en intensidad; una de riesgo uniforme y una de repuesta de sitio.
- Numero de aceleraciones del suelo. El ASCE/SEI7 -16 establece 11 aceleraciones para poder predecir la repuesta principal del edificio bajo diferentes niveles de aceleración del suelo por cada escenario considerado.
- Consideraciones de dos componentes horizontales debido a la agitación del suelo.
- Selección de la aceleración espectral. Esta debe ser seleccionada en concordancia a la magnitud, intensidad, distancia, condiciones del suelo donde se emplazará la obra, y forma espectral.

2.16.1 Demanda de los Desplazamientos en el Edificio.

Los desplazamientos de pisos proveen una medida plena de las demandas de deformación sísmica en el edificio y un camino efectivo del límite de respuesta estructural, a una epata donde esta pueda

ser evaluada de manera fiable por el análisis no lineal. Bajo esta línea, podemos deducir la relevancia de los desplazamientos del edificio, en virtud de desarrollar el análisis dinámico no lineal del mismo.

2.17 Límite de Desplazamientos en Edificios.

Existen parámetros dentro de los códigos, en cuanto a los picos máximos (límites) de desplazamientos en los pisos del edificio. Uno de los calculo más usado para determinar los límites de desplazamientos en los pisos del edificio, es conociendo previamente los drifts relativos entre dos pisos, en base a sus alturas, para luego comparar con los máximos permitidos según el sistema estructural plasmados en los códigos.

Los desplazamientos de pisos son uno de los parámetros de demanda de más relevancia que se establecen, para la evaluación por desempeño de la estructura. En este sentido, según procedimientos establecidos en el **FEMA P-58** se hace más énfasis en los picos de desplazamientos de los pisos, que en los picos máximos de aceleración de los diafragmas. Todo ello con la finalidad de cuantificar el daño debido al sismo, y sus consecuencias en el sistema estructural.

2.17.1 Acciones de Fuerza Controlada.

Los criterios de aceptación en relación a la acción de las fuerzas en la estructura, están ligadas en la comparación de la demanda de los componentes de fuerza vs la capacidad o resistencia del elemento estructural.

- Fuerzas de flexo- compresión actuante en muros o columnas debido a combinaciones por fuerzas gravitacionales y volteo.
- Fuerzas de cortante en muro

- Punzonamiento en losas de concreto sin refuerzo por corte.

ASCE/SEI 7-16 provee los siguientes factores de carga para el control de las fuerzas en el chequeo de los miembros.

$$\gamma I_e (Q_u - Q_{ns}) + Q_{ns} \leq Q_e \quad (6-1)$$

where:

- γ = based on the criticality of the component (2.0 for critical, 1.5 for ordinary, and 1.0 for non-critical)
- I_e = the importance factor as prescribed from Section 11.5.1 of ASCE/SEI 7-16
- Q_u = the mean of the peak force demand on the component
- Q_{ns} = the mean force demand caused by loads other than seismic
- Q_e = the mean expected strength of the component

2.17.2 Acciones para el Control de la Deformación.

La mayoría de códigos por lo general, imponen límites de desempeño sobre los valores de deformación, tales como la limitación a la deformación al punto que el elemento no pueda resistir por más tiempo la carga gravitacional requerida. Al igual que en los criterios para el manejo de fuerza en los componentes estructurales, los requerimientos para el control de la deformación en los elementos, incluyen tolerancias a considerar, para las variaciones en la demanda de deformaciones y capacidades.

El ASCE 7-16 hace una categorización según ejemplos de acciones por deformación, a consecuencia del fallo del elemento

- Deformaciones críticas en los elementos.
 - Rotaciones de rotulas plásticas en columnas y vigas principales, hasta una degradación substancial de la rigidez y resistencia.
 - Deformación de conexiones no dúctiles entre losas y muros de apoyos.

- Deformación por axial de arriostres.
- Deformación por axial en los refuerzos longitudinales del muro.
- Deformaciones controladas normales.
 - Deformación de conexiones dúctiles entre losas y muros de apoyos,

Y finalmente, deformaciones controladas no críticas. Se da en el caso cuando el elemento estructural y su eventual falla, no compromete a la estructura a situaciones de colapso, o pérdida substantiva de la resistencia al sismo del edificio.

ASCE/SEI 7-16 provee los siguientes factores de carga para el control de las deformaciones.

$$Q_u < \phi_s Q_{ne} \text{ or } Q_{CP} \quad (6-2)$$

where:

Q_u = the mean deformation demand from analysis

Q_{ne} = the mean deformation capacity from tests

Q_{CP} = the CP deformation limit from ASCE/SEI 41

ϕ_s = $(0.3/I_e)$ for critical components, $(0.5/I_e)$ for ordinary components, and $(1/I_e)$ for non-critical components

I_e = the importance factor, depending on the ASCE/SEI 7 Risk Category

2.18 Amenazas Sísmicas para Evaluar el Desempeño

La amenaza sísmica puede ser definida mediante espectros de respuesta o registros en el tiempo de **aceleraciones**, ambos de una manera probabilística o determinística. La aproximación probabilística, como su nombre lo indica, especifica un sismo con una probabilidad de ocurrencia dada. Por otra parte, la aproximación determinística está dada en términos de un sismo máximo esperado para una falla y un suelo específico. En este caso, nuestra investigación estará enfocada

en la primera aproximación, debido a que los espectros de diseño consignados en los códigos y normativas se basan en una formulación probabilística; estos espectros permiten con más facilidad escalar los espectros a otros niveles de amenaza sísmica. De acuerdo con lo anterior, documentos como ATC40 y FEMA 355 recomiendan tres niveles e movimientos sísmicos a saber: Sismo de Servicio (The Serviceability Earthquake, SE), Sismo de Diseño (The Design Earthquake, DE), y el Sismo Máximo (The Maximum Earthquake, ME).

2.19 Propuesta del ATC-40

El ATC-40 utiliza tres niveles de movimientos sísmicos para el diseño de estructuras: sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo. Las principales características de estos tres sismos se describen a continuación. Las siglas S, D y M hacen referencia respectivamente a Servicio, Diseño y Máximo, mientras que E, conserva la inicial de la palabra inglesa "Earthquake".

Sismo de servicio, SE: corresponde a un movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 50 % de ser excedido en un período de 50 años, o un período de retorno de 72 años. Éste se califica como un sismo frecuente ya que puede ocurrir más de una vez durante la vida de la estructura. La magnitud de estos sismos puede tomarse aproximadamente, como la mitad del sismo de diseño utilizado en los códigos y normativas.

Sismo de diseño, DE: representa un movimiento sísmico poco frecuente de intensidad entre moderada y severa, y se entiende que puede ocurrir al menos una vez durante la vida de la estructura. Se define como el movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 10 % de ser excedido en 50 años, es decir, que tiene un período de retorno de 475 años. Este sismo como su nombre indica, es el que generalmente establecen los códigos para el diseño de estructuras convencionales.

Sismo máximo, ME: corresponde al máximo movimiento del terreno que puede ser esperado en el sitio donde se encuentra localizada la estructura, con una probabilidad del 5 % de ser excedido en un período de 50 años, es decir, con un período de retorno de aproximadamente 975 años. Este nivel de movimiento generalmente varía entre 1.25 y 1.50 veces el valor del sismo de diseño y, es utilizado para el diseño de estructuras esenciales.

Para este particular, dentro de la investigación propondremos un sismo de diseño equivalente al Sismo convencional. Con un periodo incidencia que ronda los 475 años, según los establecido en la propuesta del ATC-40.

Sismo de Diseño		
$p_{diseño} := 0.10$	$t := 50$	$a_{diseño} := 0.30 \quad g = 2.942 \frac{m}{s^2}$
Probabilidad de excedencia del 10%	Vida útil (años)	Aceleración del sismo de diseño
$T_{diseño} := -\frac{t}{\ln(1 - p_{diseño})} = 474.56 \quad \text{Período de Retorno}$		

2.20 Diseño Basado por Desempeño. (Performance Based Design.)

Para realizar el análisis no lineal del modelo a base de muros de mampostería reforzada, se utilizó la herramienta “Time History” incluido en el software ETABS, desarrollado por la compañía Computers & Structures Inc. (CSI). Esta es una función para el análisis y diseño de estructuras, dentro del rango de la no linealidad a como se muestra en la figura N°17, sustentado en un análisis

por desempeño “Performance Based Design”. El modelo estructural previamente se concibió y propuso en ETABS, siguiendo requerimientos del RNC 2007 y lineamientos del MP001.

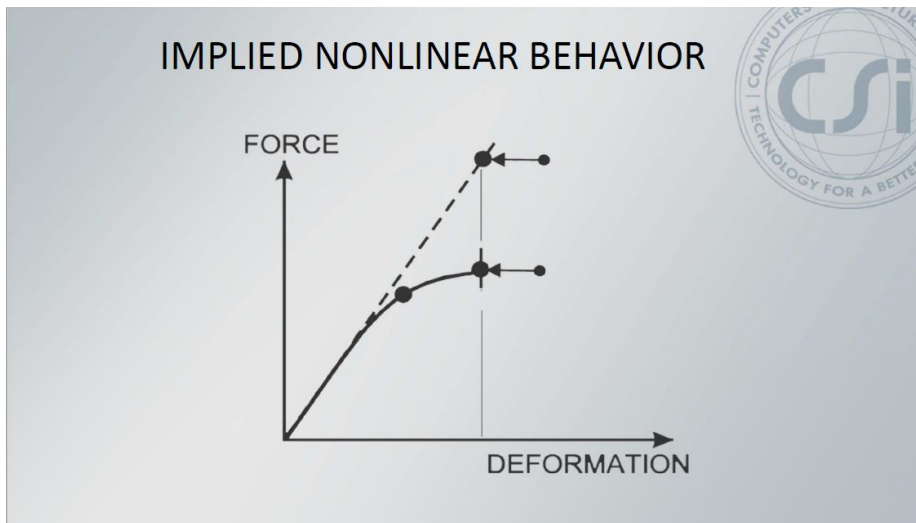


Figura N°17. Análisis en el tiempo Performance Based Design. Fuente CSI.

2.21 Componentes Claves para Desarrollar el Diseño por Deformación Inelástica (Performance Based design)

- Desarrollar un diseño previo
- Seleccionar el nivel de desempeño y las cargas de diseño. (ASCE 41)
- Identificar los componentes estructurales donde se va originar la deformación o daño, de una manera controlada.
- Realizar un análisis elástico usando rigideces efectivas.
- Ejecutar un análisis no lineal “Time History” tomando capacidades de los elementos asumidas.

- Cuantificar la demanda capacidad – Desplazamientos, rotaciones en rotulas, cortante.
- Obtener deformaciones y capacidad del elemento ante las fuerzas de diseño.
- Calculo de la deformación y demanda de fuerzas (RS O TH)
- Calculo de la demanda capacidad. Estados Limites.
- Verificar que los resultados se aproximen los criterios de aceptación.

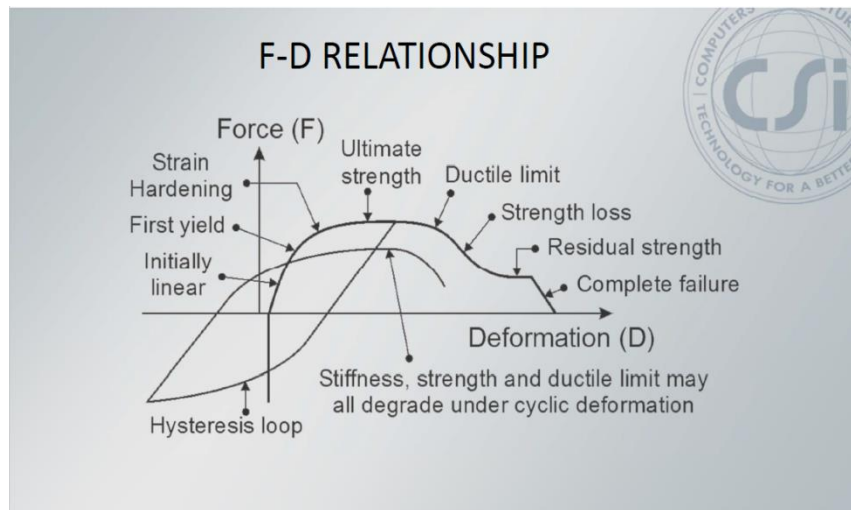


Figura N°18. Relación fuerza desempeño Performance Based Design. Fuente CSI.

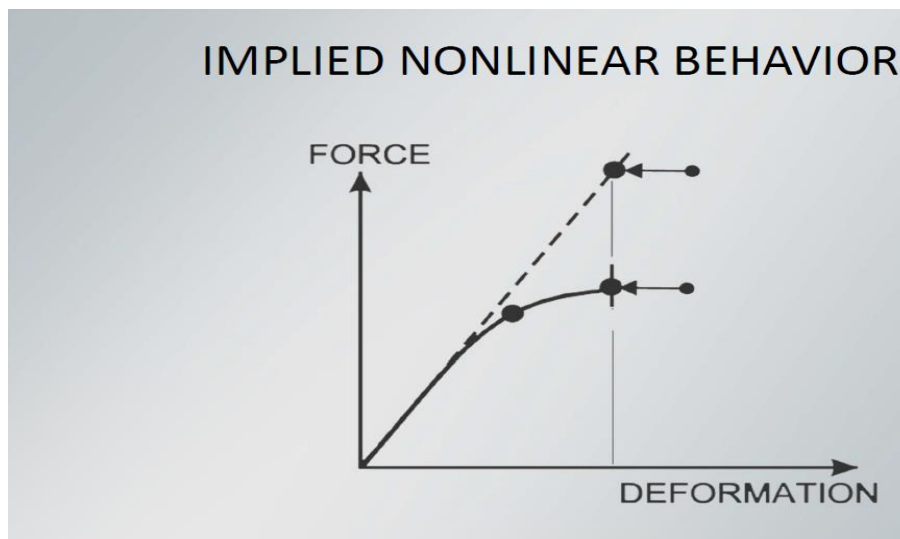


Figura N°19. Relación fuerza deformación. Fuente CSI.

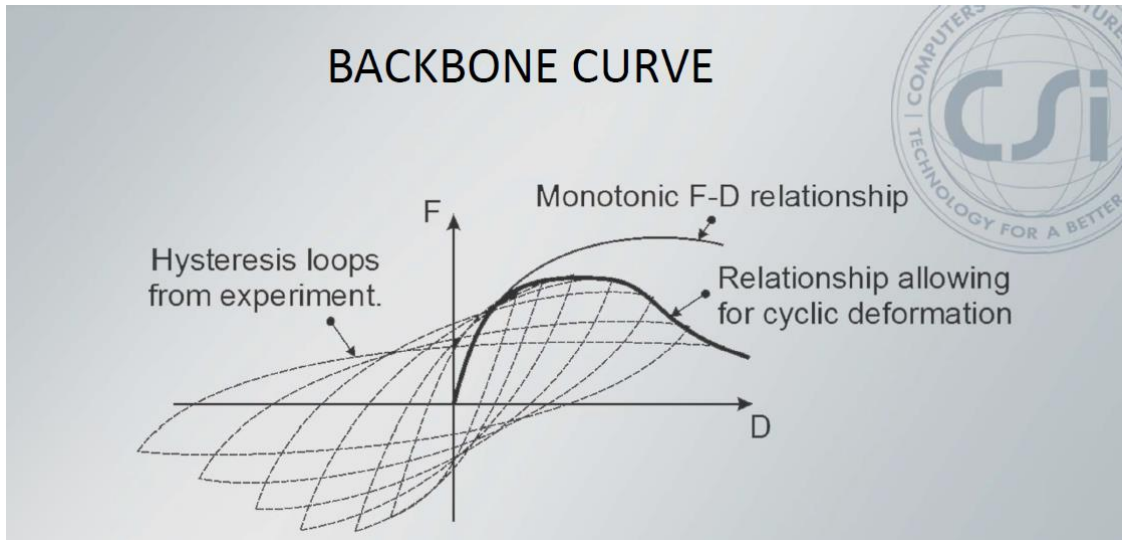


Figura N°20. Lazos de histéresis. Fuerza-deformación, relaciones idóneas para una deformación cíclica.

2.2.2 Acelerogramas Sintéticos Incorporados al Software.

Para poder desarrollar un análisis por desempeño a través del uso del software, el programa requiere la incorporación de sismos que se generan a partir de acelerogramas sintéticos, que se crean y manipulan dentro del software. Para generar los sismos sintéticos se requiere un espectro objetivo, figura N° 20, que es típicamente un espectro reglamentario o un espectro obtenido de un análisis de riesgo sísmico, así como historias de tiempo compatibles.

Estas historias de tiempo nacen de los datos de sismos ocurridos en el mundo y que son registrados por estaciones sismográficas distribuidas en zonas altamente sísmicas. En el caso del software, por defecto incorpora una historia de tiempo del terremoto de El Centro, Los Ángeles 1952. Figura N°20. En el caso de nuestra investigación, usaremos la información de sismos de importancia para generar nuestros acelerogramas y poder emparejarlos con nuestro espectro de objetivo o de diseño.

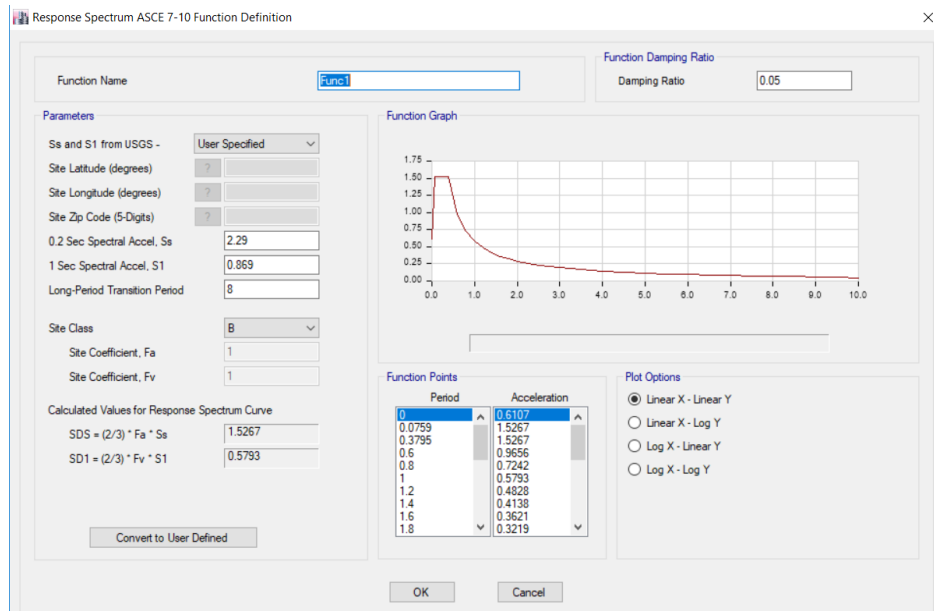


Figura N°21. Espectro de objetivo que se debe incorporar al programa

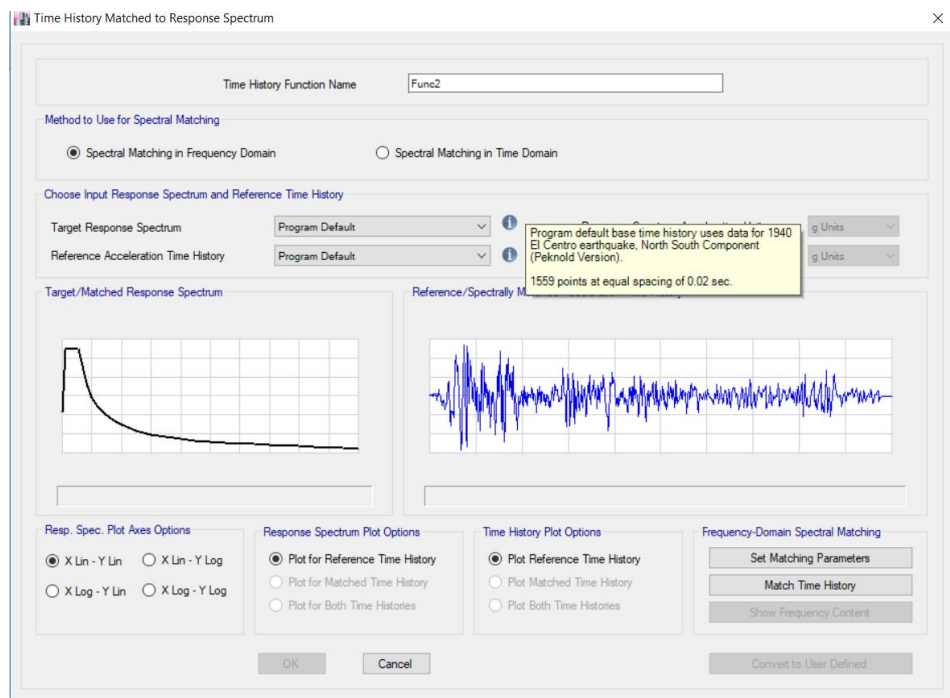


Figura N°22. Historia de tiempo El centro Earthquake 1952.

2.3 Criterios de Aceptación PBD.

Uno de los objetivos primordiales del Performance Based design desarrollado mediante el uso de la herramienta en ETABS, es que el sistema de análisis en cuestión, pueda satisfacer los criterios de aceptación en términos de la no linealidad de los componentes que se esperan que fallen o sufran algún daño. Al igual que lo establecido en la propuesta de ATC-40 abordada con anterioridad, el programa utiliza como parte de su análisis modular por desempeño, tres tipos de sismos para poder evaluar el sistema estructural: Sismo de servicio, diseño básico y sismo máximo esperado.

En el caso de nuestra investigación, es importante volver a recalcar que tomaremos el de sismo de diseño (Sismo convencional) para el análisis por desempeño. Es el que se asemeja al de nuestro espectro de objetivo para la ciudad de Managua. Bajo esa misma línea, el programa establece tres tipos de niveles de servicio en relación a las rotaciones, producto del daño que experimenten nuestros componentes estructurales:

- IO = Immediate occupancy.
- LS= Life Safety
- CP= Prevention collapse.

Tabla 1. Plastic Rotations Angle (Radians)

PERFORMANCE LEVEL		
IO	LS	CP
0.003	0.012	0.015

CAPITULO III.

MARCO METODOLÓGICO.

En el siguiente capítulo, se expondrá toda la sistematización de los cálculos y mecanismos empleados para desarrollar nuestra investigación. Por otro lado, se determinará, describirá y razonará las unidades abordadas en relación a la metodología empleada para el manejo de la información.

3.1 Metodología de la Investigación.

Según Hurtado (29), los tipos de investigación son: exploratoria, descriptiva, analítica, comparativa, explicativa, predictiva, proyectiva, interactiva, confirmatoria y evaluativa. Para nuestro caso, la investigación que utilizaremos será del orden explicativo, ya que se basa en un estudio de causa-efecto, contamos con una base teórica sobre la causa de un fenómeno y se intentan dilucidar explicaciones de su ocurrencia, apoyado en estudios previos, realizados por otros investigadores. Tendrá una relación casual, que además de perseguir un acercamiento al problema, intentará encontrar las causas del mismo.

3.2 Diseño de la Investigación.

La base de la información será virtual, ya que se van a generar series de datos para describir, razonar y explicar. Se Valdrá de diseños experimentales, la información se buscará en un solo momento del tiempo, en el presente, por lo que será un diseño transaccional contemporáneo.

3.3 Modelo de Estudio.

En nuestra edificación se tilda como modelo de estudio, a la estructura de 4 pisos a base de muros de mampostería reforzada, que cumple los lineamientos de diseño de la norma nicaragüense para mampostería MP-001. Este espécimen pudiera significar, un estereotipo de modelo estructural para poder llevar a cabo futuros proyectos utilizando este tipo de sistema.

Con la finalidad de poder estudiar el comportamiento dúctil del sistema que estamos utilizando, ante consideraciones sísmicas imputadas al edificio y su nivel de desempeño a razón de estas solicitaciones, la unidad de estudio a considerar dentro de nuestra investigación será en base a un edificio tridimensional de mampostería reforzada, conformado por muros de corte distribuidos en las dos direcciones del edificio. Con la salvedad, de que este tipo de estructura ha sido poco empleada como sistema principal en edificios con alturas superiores a los 3 pisos. Es ahí donde recae nuestro interés en estudiar su comportamiento en términos de desempeño.

En el estudio se analizó una edificación a base de muros de cortes, tomando en cuenta configuraciones regulares con un diafragma rígido. Se tomó como objeto de la investigación, una edificación de uso residencial de 4 pisos con una planta bastante regular tanto en altura como en su planta arquitectónica. Es importante recalcar que esta configuración corresponde a una idealización estructural correcta o idónea para una zona sísmica. Esta sigue una tendencia a la poca irregularidad que deberían tener los edificios en su diseño, en el caso que se vayan a emplazar en una zona con un riesgo sísmico alto.

Por otra parte, para cuantificar los parámetros sísmicos que definen el espectro de diseño a aplicar en los muros de mampostería, se seleccionó el municipio de Managua del departamento de Managua; debido a las características geológicas que presenta el suelo en Managua a consecuencia

del fallamiento local. Por lo anterior, según el RNC 2007, se tiene que la zona sísmica es la ZONA C y la forma espectral para un suelo moderadamente blando para un suelo característico tipo II.

3.4 Descripción del Modelo de Prueba.

En la presente investigación se refiere a la idealización del modelo en base a las propiedades mecánicas del sistema estructural (Mampostería reforzada) y a la equivalencia y relaciones de peso, entre el espesor de la mampostería propuesto de 0.20 m y el espesor equivalente multiplicado por el peso específico de la mampostería de 1800 Kg/m³ aproximadamente. Producto de este cálculo, obtenemos un nuevo valor del peso específico de la mampostería que se introduce al programa ETABS. Este cálculo se hace de igual manera para la mampostería de 15 cm de espesor, incorporada en el nivel 3 y 4 de nuestro modelo. Esto espesores equivalentes se tomaron de la tabla de equivalencias 7.1 del Reglamento para mampostería estructural de Republica dominicana. Los mismos, están relacionados a la altura de los muros de nuestro modelo y al espaciamiento del refuerzo vertical propuesto en el diseño.

Tabla 2. Espesores equivalentes para modelado de mampostería. Código para Mampostería Estructural de Republica dominicana.

**TABLA 7.1
ESPESORES EQUIVALENTES POR ESBELTEZ
EN MUROS de $t_b = 20\text{cm}$ (8")**

ALTURA EFECTIVA DEL MURO $K_p \cdot H$ (m)	Valores de Espesores Equivalentes por Esbeltez ($t_e \cdot F_e$)			
	Espaciamiento de Cámaras Llenas de Concreto			
	@ 0.20 m	@ 0.40 m	@ 0.60 m	@ 0.80 m
2.00	18.09	13.81	12.38	11.67
2.10	17.97	13.72	12.30	11.59
2.20	17.84	13.62	12.21	11.51
2.30	17.70	13.51	12.12	11.42
2.40	17.56	13.40	12.02	11.33
2.50	17.42	13.29	11.92	11.23
2.60	17.26	13.17	11.81	11.13
2.70	17.10	13.05	11.71	11.03
2.80	16.94	12.93	11.59	10.92
2.90	16.76	12.79	11.47	10.81
3.00	16.59	12.66	11.35	10.70
3.10	16.40	12.52	11.23	10.58
3.20	16.21	12.37	11.10	10.46
3.30	16.02	12.22	10.96	10.33
3.40	15.81	12.07	10.82	10.20
3.50	15.61	11.91	10.68	10.07
3.60	15.39	11.75	10.53	9.93
3.70	15.17	11.58	10.38	9.79
3.80	14.95	11.41	10.23	9.64

En lo que respecta a la definición de los muros de mampostería estructural dentro del software. Estos se definieron como Piers, que a su vez agrupan elementos “Shells”, los cuales, por razones de diseño, se busca que se comporten como un solo elemento estructural (Muro). El refuerzo provisto para los piers en el modelo, fue con acero #4 con un espaciamiento a cada 60 cm, para el acero vertical. Este acero fue asignado a los muros de manera distribuida con un recubrimiento requerido por el programa, medido desde el extremo de la barra hasta la fibra extrema de tensión. Con este cálculo logramos que nuestro acero provisto al muro, caiga en el centro del elemento. El acero fue colocado en el punto central del elemento, para ahorrarnos estar dibujando muro por muro una hilera en este punto. Con este artificio podemos aplicar a los muros del modelo, dos hileras que la llevamos al centro, en donde en teoría estaríamos duplicando el área de acero. No obstante, al definir el refuerzo en el programa, redujimos a la mitad el área de acero de la varilla N° 4 para evitar duplicar el área de la barra. Con esto garantizamos que se convierta en un área completa en los muros de nuestro espécimen. El modelo se resume a una equivalencia de concreto para mampostería.

3.5 Sistema Estructural.

El modelo de prueba consiste en un edificio de 4 pisos a base de muros de mampostería reforzada con 3.5 metro de altura en la primera planta y 3.00 m para el resto de niveles. Para una altura total de 12.5 m. El modelo ha como es enfatizado previamente, fue diseñado según la normativa del RNC 2007 y la actualización del MP-001 (Norma Mínima de Diseño y Construcción de Mampostería). Así como ciertas recomendaciones abordadas en el TMS 402-13/ACI 530-13/ASCE 5-13 (Building Code Requirements For Mansory Structures) y el TMS 602-13/ACI 530.1-13/ASCE 6-13 (Specification for Mansory Structures), para garantizar la estabilidad estructural debido a los esfuerzos de diseño.

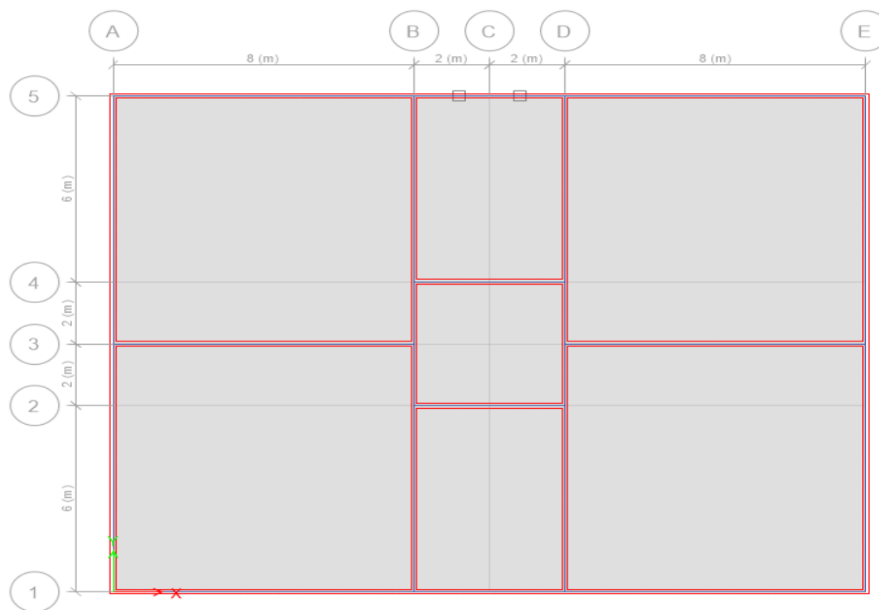


Figura N° 23. Planta general del modelo. (Software ETABS 2016 Ultimate 16.2.1).

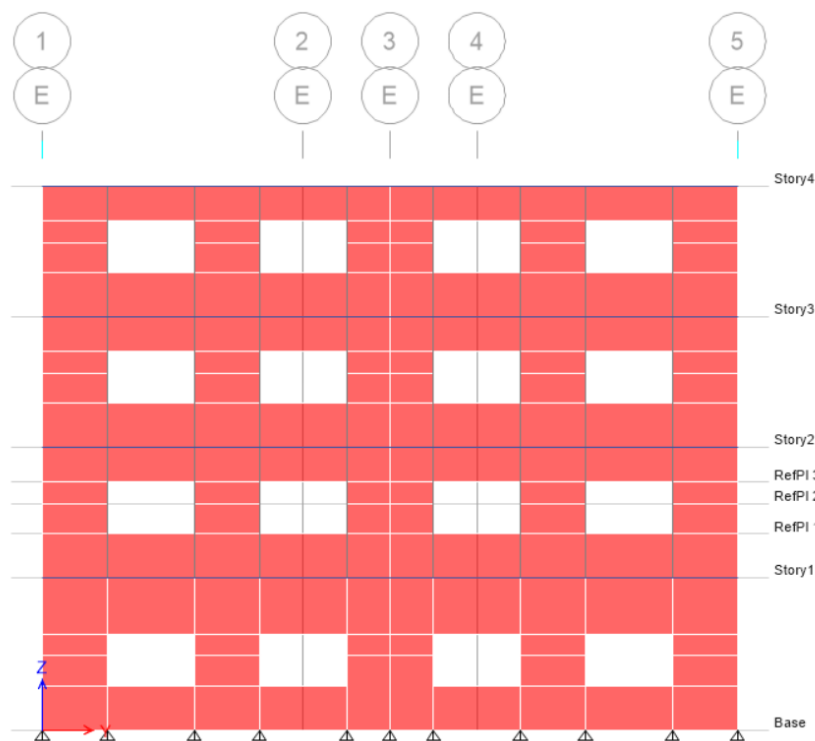


Figura N° 24. Muros de Mampostería Reforzada diseñados para modelo. (Software ETABS 2016 Ultimate 16.2.1)

3.6 Características Geométricas de los Miembros.

Las dimensiones del área gruesa de los muros, son equivalentes a un espesor efectivo de 15 y 20 cm respectivamente, que es igual al área neta de la sección transversal dividido entre la longitud del muro, según recomendaciones provistas en el MP-001 (Norma mínima para mampostería). Se encuentran muros distribuidos en las direcciones del edificio. En la dirección “X” se designan con letras del alfabeto (A, B, C, D, E) y en la dirección “Y” con números (1, 2, 3, 4, 5). Los claros de los muros se pueden apreciar en la siguiente figura:

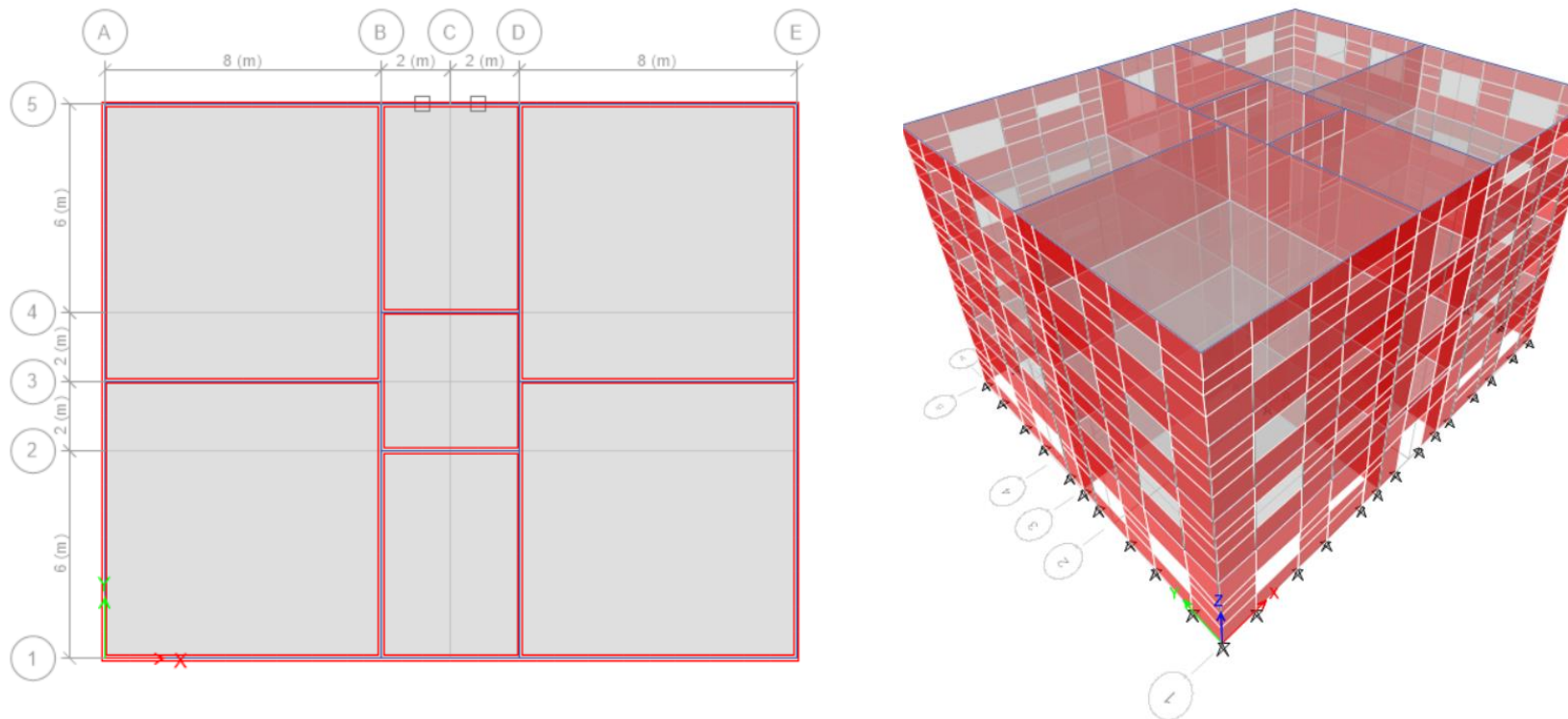


Figura N°25. Vista de planta regular y configuración geométrica del edificio.

Las longitudes de los muros no exceden las máximas permitidas por el MP-0001. El código establece que los valores no deben ser superiores a 8 m. De igual manera los elementos para entrepiso (vigas) presentan las mismas secciones en todos los pisos de la edificación. La altura de

pisos se mantiene constante en los 4 pisos (3 m de altura). Asimismo, la configuración de las plantas permanece regular en todos los niveles del edificio.

3.7 Diseño de la Edificación.

Para el estudio y análisis de la edificación a base de muros de mampostería reforzada, nos apegamos a la base de diseño establecida en la normativa MP-001. Dicha base está arraigada en las siguientes consideraciones de diseño:

- Existe compatibilidad entre las deformaciones de la armadura y concreto fluido y la mampostería.
- La resistencia nominal de las secciones se deberá basar en las combinaciones de equilibrio.
- La máxima deformación ϵ_{mu} de la mampostería en la fibra extrema en compresión, se deberá suponer igual a 0.0025 para piezas de concreto.
- Las deformaciones específicas en el refuerzo y en la mampostería se deberán suponer directamente proporcionales a la distancia del eje neutro.
- Se deberán calcular los esfuerzos reales en el refuerzo a tensión como el producto del módulo del acero y su deformación específica.
- Para las deformaciones mayores que las correspondientes al punto de fluencia del acero, la tensión en el acero se deberá tomar igual al valor de su punto de fluencia.

El valor de la resistencia específica de los elementos de confinamientos de concreto se estableció según lo plasmado en la normativa MP-001, 280 KG/CM². El valor a la compresión del concreto fluido es de 140 KG/CM². Módulo de elasticidad de Mampostería, $1000 \cdot f'_m$. Relación de Poisson 0.25. Y un acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia de 4200 KG/CM².

3.7.1 Cargas Consideradas en el Modelo.

Cargas Permanentes.

Peso propio de la losa. (Calculado por el Software de diseño ETABS)

Peso propio de los muros. (Mampostería reforzada)

Peso propio de elementos. (Vigas)

Carga Muerta: 70 Kg/m²

Cargas Variables.

Cargas Vivas: 250 Kg/m²

Carga Viva de Techo: 10 Kg/ m²

Carga Viva Reducida: 100 Kg/ m²

Cargas Sísmica.

Esta fue determinada según la consideración establecida en los artículos 26 y 33 del RNC 2007 (Reglamento nacional de la construcción). No obstante, en lo que respecta a la participación modal y modos de vibración del modelo, este análisis se desarrolló mediante el uso de software ETABS. En este particular, ya que nuestra estructura excede los 2 pisos, se tomaron en cuenta 12 modos de vibración en cada dirección de análisis.

3.7.2 Espectro de Diseño.

Para cuantificar las fuerzas horizontales del sismo, la edificación se sometió a un análisis modal dinámico con consideraciones del método de superposición modal incluido en el software ETABS 2016. El espectro utilizado en el programa, fue calculado según lo mandatado en el RNC 2007

(Reglamento nacional de la construcción) Espectros para diseño sísmico, inciso a). De igual manera se usó, para fines de la aplicación de la herramienta time history, y poder llevar acabo la evaluación de desempeño a través de sismos sintéticos. Se introdujo al software sin el factor de reducción con el propósito de poder emparejarlo con los acelerogramas creados sintéticamente. La forma del espectro base utilizado en el diseño de la edificación, se muestra a continuación:

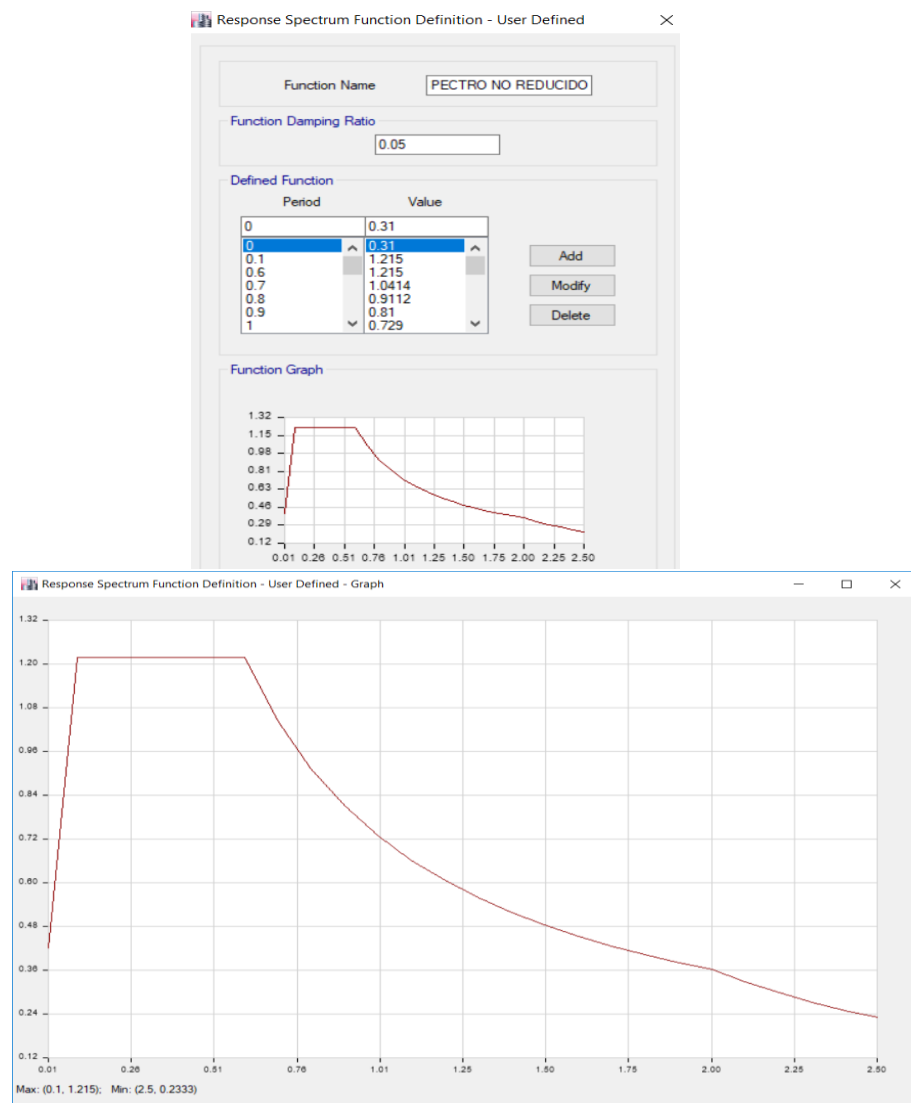


Figura N° 26. Espectro de objetivo no reducido utilizado en el análisis.

3.7.2 Combinaciones de Carga.

La estructura del edificio, se diseñará para resistir las cargas de servicio mayoradas mas demandante, sugeridas en el RNC-2007 (Reglamento Nacional de la construcción 2007).

Cargas Primarias.

Carga Muerta.

Carga Viva.

Carga Viva Reducida.

Carga Viva de entrepiso.

Sismo en las dos direcciones (Sismo en X y sismos en Y).

Combinaciones de carga. Resistencia Ultima.

$$C_1^u = 1.4 (CM)$$

$$C_2^u = 1.2(CM) + 1.6(CV + Ps)$$

$$C_3^u = 1.2(CM) + 1.6(Pz) + CV$$

$$C_4^u = 1.2(CM) + Fs + CV$$

$$C_5^u = 0.9(CM) + 1.6(Pz) + 1.6(Ps)$$

$$C_6^u = 0.9(CM) + Fs + 1.6(PS)$$

3.8 Procedimiento de Diseño del Modelo Estructural.

El mecanismo para el análisis y diseño del edificio, está sustentado en las provisiones establecidas en el RNC y el MP-001 en su última actualización. Las cargas de diseño consideradas fueron en base a las descritas previamente. Se realizó la simulación del edificio, utilizando losas de concreto reforzado con espesores de 0.20 m en todos los pisos. El diseño de los muros y vigas se desarrolló mediante el uso del software ETABS. Este utiliza un análisis dinámico de los elementos con 6 grados de libertad por piso. Tomando consideraciones dinámicas establecidas en el RNC-2017.

3.9 Consideraciones de Diseño.

La edificación se analizará según asunciones de fuerzas horizontales actuando en las dos direcciones ortogonales del sismo de diseño. Con las participaciones modales de las masas en todos los pisos del edificio. Asimismo, a como fue enfatizado previamente, se tomarán en cuenta 12 modos de vibración del modelo con el fin de garantizar la incursión de todas las masas participativas del modelo. Estas tienen que exceder el 90% de la masa total del edificio para cada una de las direcciones de análisis.

3.10 Criterio para el Diseño de las Secciones.

Posterior a la determinación de patrones y combinaciones de carga en el modelo especificado en la normativa del RNC-2007 (Reglamento nacional de la construcción), se diseñaron los muros de mampostería reforzada y vigas con secciones rectangulares. Una vez propuesto el acero de los elementos estructurales, se verificaron los requerimientos de demanda y capacidad tanto en los muros como en las vigas. Estos valores por capacidad, tienen que estar por debajo de la unidad. Caso contrario a que la demanda de esfuerzos esté por encima de la capacidad de los elementos, se incrementaría la resistencia de los muros y vigas, aumentando sus secciones, y volviendo a realizar

el análisis para ajustar los arreglos del acero en los elementos antes mencionados. De igual manera, se verificaron requerimientos por corte en los nodos del componente.

3.11 Verificación de Desplazamientos y Derivas.

La normativa del RNC-2017 en su artículo 32, establece condiciones límites para desplazamientos laterales en el edificio. La verificación de estos desplazamientos consiste en el cumplimiento de un valor límite de deriva. “Diferencia entre los desplazamientos laterales de dos pisos consecutivos “. En este artículo se nos estableció la distorsión máxima permitida según el RNC-2017, para el sistema a base de muros de mampostería reforzada que estamos analizando en nuestro edificio

3.11 Técnicas Usadas para el Análisis no Lineal.

Las técnicas para el análisis y diseño de las edificaciones de estudio incluyen el uso de herramientas de trabajo como son los programas de computación complejos. Con respecto a los programas de computación, se usaron programas ya existentes utilizados como herramientas para la resolución de los diferentes aspectos del análisis de las diferentes estructuras estudiadas como lo son; el desarrollo de modelos, análisis y verificación de los análisis no lineales dinámicos.

3.2 Metodología de Análisis.

La presente investigación se desglosa en dos etapas importantes. Una destinada a recaudar aspectos considerados en bibliografías, normativas y mecanismo de análisis y fallas basados en pruebas de laboratorios, que nos ayudaran a representar el comportamiento no lineal de la mampostería en un modelo computacional. La otra etapa contemplo el uso de combinaciones y metodología en función de evaluar el nivel de desempeño de nuestro sistema estructural, diseñada previamente según la normativa nicaragüense de mampostería MP-001 (NORMA MINIMA DE DISEÑO Y

CONSTRUCCIÓN DE MAMPOSTERÍA) para posteriormente poder delimitar un nivel desempeño de nuestro sistema teórico-experimental.

En este sentido la primera etapa se realizó en cinco pasos: revisión y sistematización bibliográfica, digitalización, modelaje y comprobación dinámica- no lineal, configuración de los modelos de prueba y análisis teóricos y comparación teórico-experimental. La segunda etapa se realizó en cuatro pasos: configuración de las edificaciones de estudio en la parte no lineal mediante la aplicación de **“Times History” (acelelogramas de tiempo)**, análisis teóricos, evaluación y delimitación del desempeño en los diferentes niveles del edificio y resultados finales.

3.2.1 Etapa I. Adecuación Teórico-Experimental (Calibración del software).

3.2.1.1 Revisión Bibliográfica.

En esta etapa se investigó información en base a estudios y ensayos experimentales realizados en muros de mampostería reforzada, con el propósito de obtener una forma de aplicación, que nos permita configurar el software (ETABSV.16) y poder delimitar los miembros que experimentaran un mecanismo de falla, y bajo esa asunción, llevar acabo la evaluación del desempeño del sistema. En esa misma línea, se revisaron las metodología, recomendaciones y disposiciones para el análisis no lineal en estructura de mampostería reforzada, presentado en los documentos “Recommended modelin and parameters and acceptance criteria for nonlinear analysis. In support of seismic evaluation”, “Nist 2010”, “Seismic design of special reinforced mansory shear walls”, ASCE/SEI 7-16. Así también como los modelos de elementos finitos y modalidades de análisis no lineal dinámico con las que cuente el ETABS ULTIMATE 16.2.1 4 (Times History).

3.2.1.2 Digitalización y Acelerogramas Sintéticos.

Para poder llevar a cabo el análisis no lineal dinámico y la posterior evaluación de la estructura por desempeño, se delimitó previamente acelerogramas sintéticos asociados a nuestro espectro de diseño o en este caso a como se le denomina en el programa al “Espectro objetivo”. Estos acelerogramas son dominados por tiempo en vías de aproximarlos a nuestro sismo de diseño en términos de aceleraciones. Las historias de tiempo se obtuvieron de sismos de relevancias, característicos a los que se dan en la franja del pacífico de Nicaragua, los cuales luego fueron simulados dentro de la función “Time history” del programa de análisis estructural. En las Figuras N°27 y N°28, podemos observar el primer acelerograma o sismo sintético, y el emparejamiento del mismo con nuestro espectro objetivo. Con fines de no saturar nuestra investigación, la visualización de los otros 6 sismos sintéticos y sus emparejamientos al espectro de diseño, se incorporarán en los anexos de este trabajo investigativo

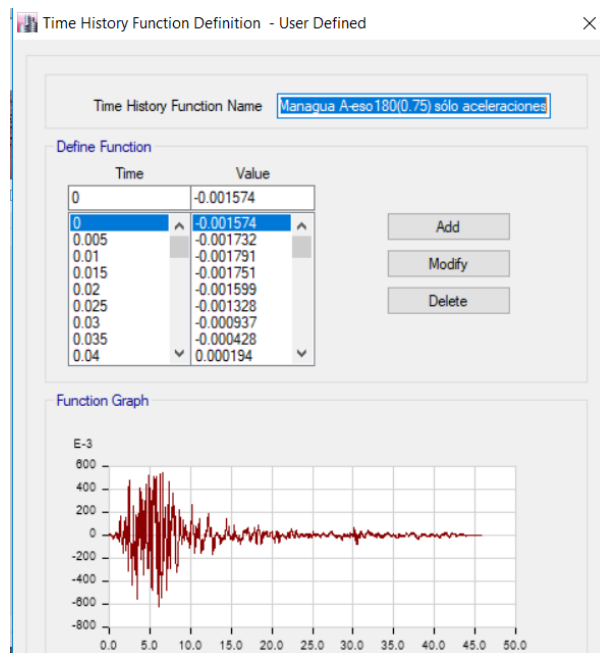


Figura N° 27. 1°Acelerograma. TERREMOTO MANAGUA 1972.

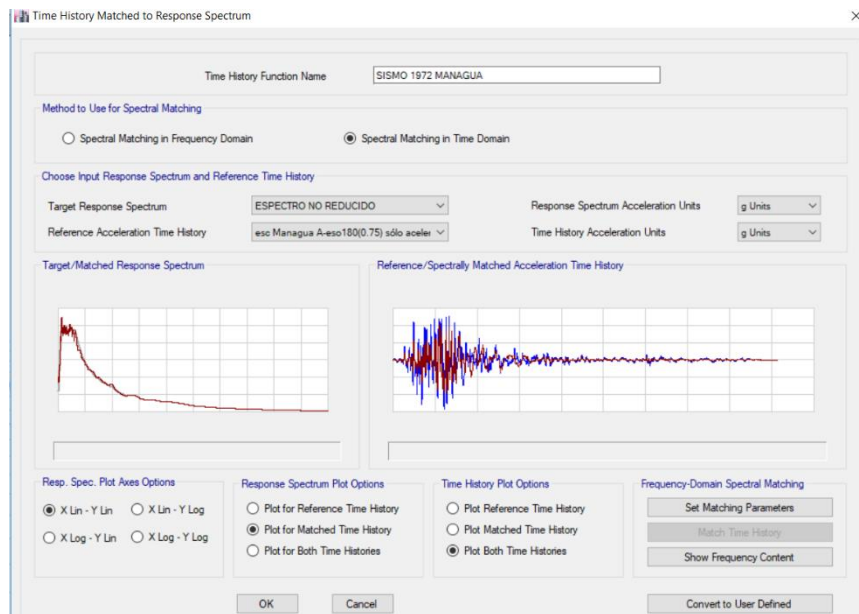


Figura N° 28. 1°Historia de tiempo emparejado a nuestro espectro de diseño. Terremoto de Managua 1972, dirección en “100% en la dirección X”

3.2.1.3 Modelaje y Comprobación del Análisis no Lineal.

En esta etapa se realizó el modelaje del espécimen de prueba o modelo computacional. Una vez diseñado el edificio, se procedió a delimitar los componentes de falla (Muros y Vigas) y la aplicación de las rotulas plásticas en estos elementos, como parte del análisis no lineal y su incursión al rango inelástico, al desarrollar el método por desempeño con los acelerogramas de cada par de sismo. Con esto se busca comparar las rotaciones calculadas con el software en los elementos que fueron identificados para sufrir un daño controlado, con los valores de aceptación de rotación que propone el análisis por desempeño, en cada corrida del análisis por par de sismo sintéticos originados de las historias de tiempo (Time History)

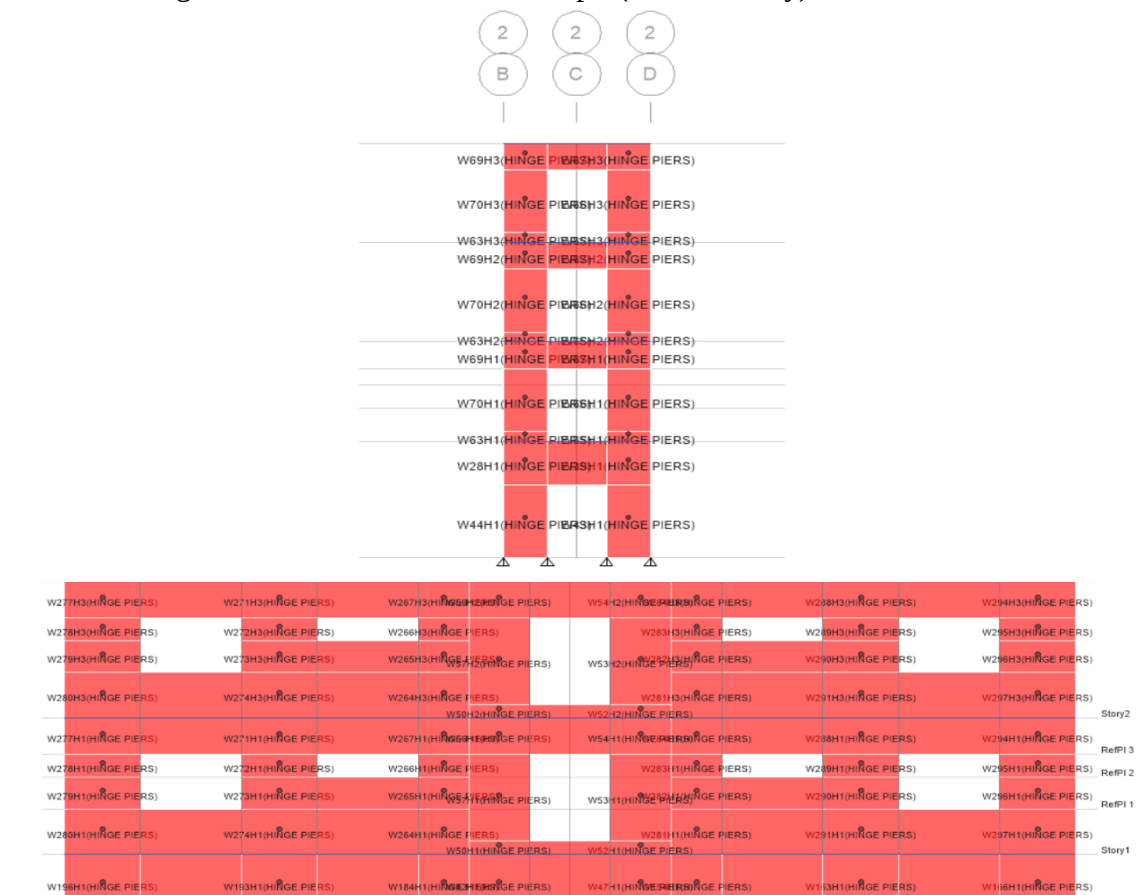


Figura N° 29. Rotulas plásticas imputadas a los muros. Mecanismo de daños.

Los muros de cortes (Mampostería Reforzada) incorporados al modelo de prueba, fueron modelados aplicando elementos “Shells” considerando todas las propiedades mecánicas de la mampostería y su incursión al rango inelástico al modelarlos con rótulas plásticas. Bajo esa misma concepción de análisis, estos van a fungir como elemento fusible a través de una falla idealizada por flexión equivalente a un comportamiento dúctil idóneo. Recordemos nuevamente, que el principal mecanismo de daño que estamos esperando se dé en nuestros elementos identificados como componente de falla, sea por flexión y no por corte.

La falla por corte se da principalmente por el exceso de acero en el elemento, y corresponde a un comportamiento menos dúctil. En el programa verificamos que la demanda por corte esté por debajo de su capacidad en lo que respecta a los muros, para asegurarnos que el comportamiento dúctil por flexión gobierne la acción. Esto se logra al introducir al ETABS V16.2 los radios de refuerzo tomados en cuenta en el diseño manual del elemento, tanto del acero vertical como horizontal.

Por otro lado, se consideró un factor de amortiguamiento para nuestro modelo del 5%. Esto recae a consecuencia que el PBD (Performance Based Design) requiere valores más pequeños de amortiguación que los sugeridos por los códigos.

3.2.1.3 Configuración del Modelo y Análisis Teórico.

El modelo desarrollado para el análisis por desempeño, está basado en las distintas variantes que se tomaron en cuenta para los aspectos de la no linealidad de los elementos. Los diferentes aspectos del comportamiento no lineal comprenden el control de las fallas frágiles para poder acercarnos a criterios de ductilidad, así como una verificación en diferentes estados de la estructura (Rango inelástico).

En lo que respecta a las metodologías de análisis dinámicos, se aplicaron historias de tiempo generadas a partir de sismos de importancia relacionadas a nuestro espectro de diseño, o al espectro de objetivo a como le hemos venido denominando dentro de nuestra investigación. La calibración del software a través de la herramienta dinámica “Time history” se llevó a cabo creando estos sismos sintéticos y adecuándolo a nuestro espectro de diseño. Para luego de definir el modelo, aplicarle cada sismo, obteniendo un análisis, una vez corridos cada uno de ellos. (Uno en la dirección “X”, y otro en la dirección “Y”).

Para obtener el diagrama Momento-Curvatura, se tuvo que definir las longitudes plásticas dentro del software. Una vez definido, el programa se encarga de integrar estas curvaturas para poder calcular las rotaciones. Este diagrama Momento-Curvatura dentro de nuestra investigación, no es más que el comportamiento de las rotulas plásticas definidas en nuestros elementos.

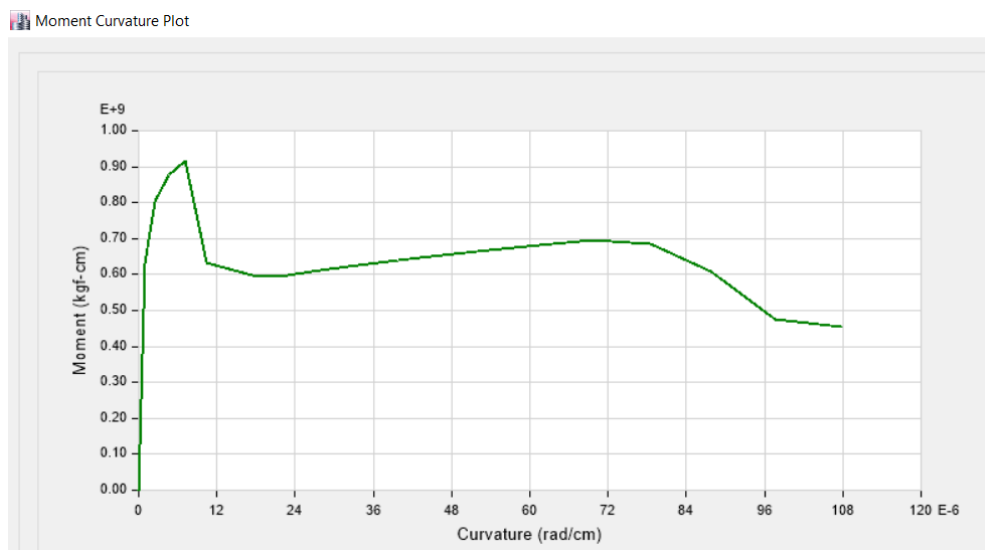


Figura N° 30. Diagrama momento-Curvatura de muros.

3.3 Evaluación de Desempeño en los Modelos de Estudios.

Este paso fue realizado para obtener los valores de rotación máximas en los muros, y derivas por nivel según lo establecido en la normativa del reglamento Nacional de la construcción 2007. Los valores de rotación se utilizaron para evaluar el desempeño de la edificación de estudio por cada para de sismo generado producto de los acelerogramas sintéticos, según en las consideraciones y nivel de desempeño establecido en el software y en el ATC-40. Estos niveles están sumamente ligados al nivel de daños que experimentarían los elementos.

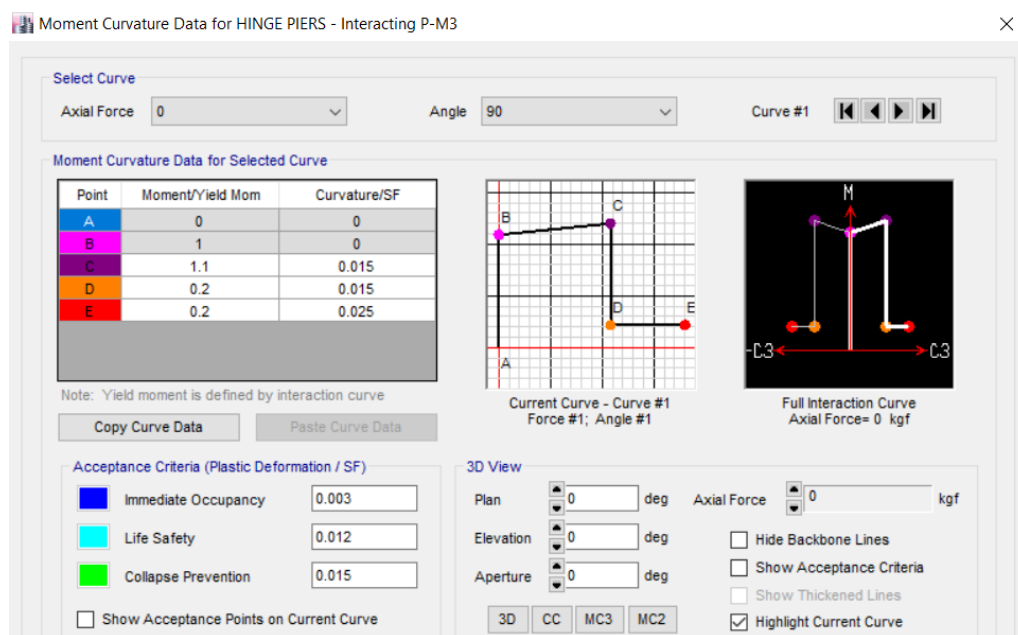


Figura N° 31. Criterios de aceptación en el programa para evaluar el desempeño de los componentes estructurales del edificio. ETABS V2.16



Figura N° 32. Fibras de concreto y acero para rotulas en los muros. ETABS V2.1

CAPITULO IV.

ANÁLISIS DE RESULTADO.

4.1 Análisis de Resultados.

Una vez ejecutados todos los cálculos, se adecuó la información obtenida mediante tablas y gráficos del programa ETABS, para establecer y comparar los niveles de desempeño de los componentes estructurales del edificio, por cada sismo creado. En estos gráficos se expresan las máximas rotaciones obtenidas en los miembros establecidos como componente de falla. Para cada nivel de desempeño prefijado durante la etapa del código de colores que representan valores en términos de relación entre demanda de rotación y rotación máxima permitida para los niveles de desempeño, según los criterios de aceptación establecidos previamente en nuestra investigación.

4.1.1 Rotaciones Inelásticas.

Para la verificación de las rotaciones obtenidas en los muros de mampostería reforzada de la edificación por cada sismo sintético en la edificación, se establecieron niveles de desempeño para estos, según lo recomendado en los criterios de aceptación del software, abordados previamente. Los resultados obtenidos para la evaluación de los muros en términos de rotación máxima por cada sismo sintético, están expresados en función de un rango de valores sujetos al nivel de desempeño de ocupación inmediata. Incluso, se obtuvieron valores por debajo del límite de este nivel, representando un daño mínimo en los elementos (Muros) donde se incorporaron las rotulas plásticas. Luego de aplicar los acelerogramas correspondientes al modelo y su equivalencia con nuestro espectro no reducido, se observa que las máximas rotaciones se dan en los pisos del primer nivel, cercano a las aberturas del edificio.

En la figura 33, y en la Tabla 3, se observan los niveles daño en para el muro más crítico del primer piso, así como los valores de Rotaciones máximas y el estatus de la rótula para el sismo de Darfield, Nueva Zelanda 2010.

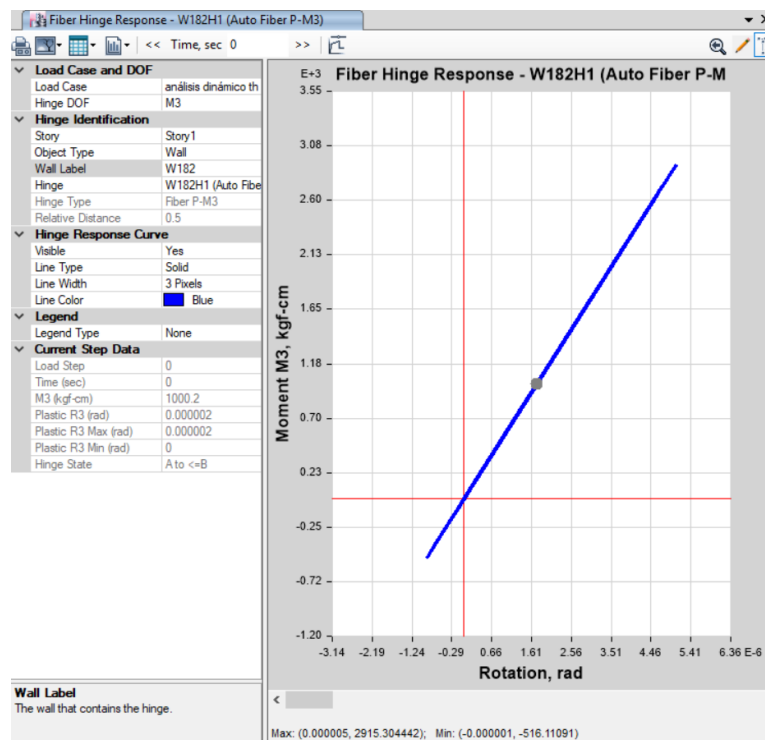


Figura N° 33. Respuesta de la rótula plástica (Fibras) en el muro más crítico, sismo Darfield, Nueva Zelanda. 100% Dirección X, 30% en Y.

Tabla 3. Valores de Rotaciones y estado de la rótula para muro más crítico. Sismo Darfield.

TABLE: Fiber Hinge Sta		SISMO DARFIELD				
Story	Frame/Wall	Load Case/Combo	Hinge	R3	Hinge State	Hinge Status
Story1	W180	ESTÁTICAS NO LINEALE Min	Auto Fiber P-M3	-0.000001	A to B	A to IO
Story1	W180	análisis dinámico th Max	Auto Fiber P-M3	-3.763E-07	A to B	A to IO
Story1	W180	análisis dinámico th Min	Auto Fiber P-M3	-0.000001	A to B	A to IO
Story1	W181	ESTÁTICAS NO LINEALE Max	Auto Fiber P-M3	0.000001	A to B	A to IO
Story1	W181	ESTÁTICAS NO LINEALE Min	Auto Fiber P-M3	0	A to B	A to IO
Story1	W181	análisis dinámico th Max	Auto Fiber P-M3	0.000001	A to B	A to IO
Story1	W181	análisis dinámico th Min	Auto Fiber P-M3	2.336E-07	A to B	A to IO
Story1	W182	ESTÁTICAS NO LINEALE Max	Auto Fiber P-M3	0.000002	A to B	A to IO
Story1	W182	ESTÁTICAS NO LINEALE Min	Auto Fiber P-M3	0	A to B	A to IO
Story1	W182	análisis dinámico th Max	Auto Fiber P-M3	0.000005	A to B	A to IO
Story1	W182	análisis dinámico th Min	Auto Fiber P-M3	-0.000001	A to B	A to IO

Hay poco daño en la rótula. El lazo de histéresis no expresa gran deformación en el muro más crítico del primer piso (W182). Los valores de rotación son nulos en el elemento.

En la figura 34 y tabla 4, se observan los niveles daño en el muro más crítico del primer piso, Rotaciones máximas y el nivel de desempeño del elemento para el sismo de El Centro, California 1950.

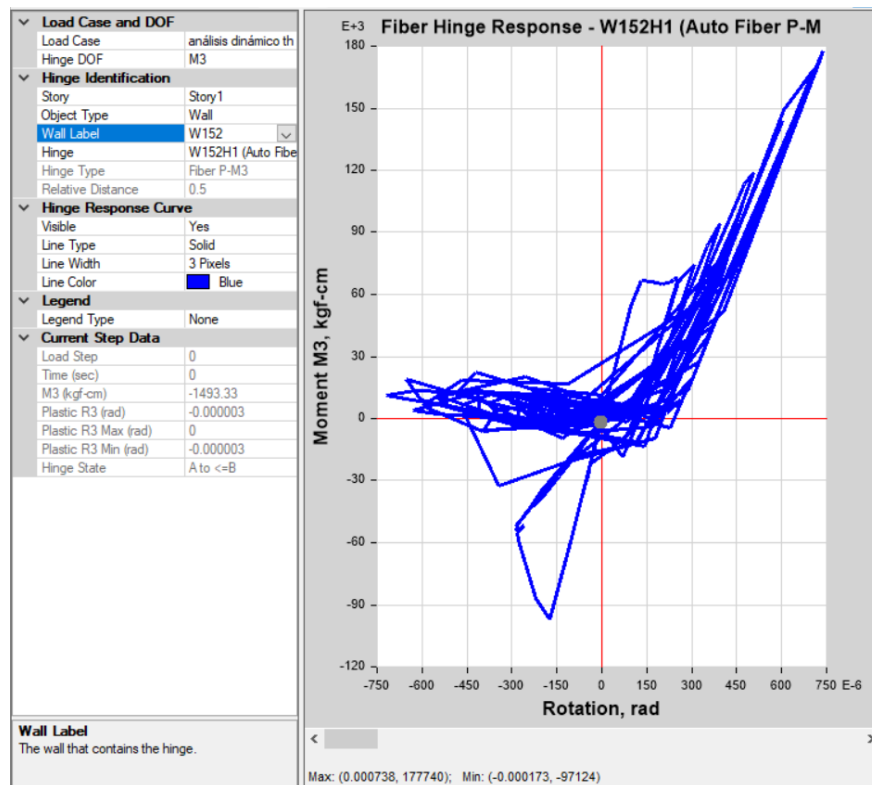


Figura N° 34. Respuesta de la rótula plástica (Fibras) en el muro más crítico, sismo El Centro, California. 100% Dirección X, 30% en Y.

Tabla 4. Valores de Rotaciones y estado de la rótula para muro más crítico. Sismo El Centro, California.

TABLE: Fiber Hinge States SISMO EL CENTRO CALIFORNIA							
Story	Frame/Wall	Load Case/Combo	Hinge	Generated Hinge	R3 (RAD)	Hinge State	Hinge Status
Story1	W152	ESTÁTICAS NO LINEALE Min	Auto Fiber P-M3	W152H1	-0.000003	A to B	A to IO
Story1	W152	análisis dinámico th Max	Auto Fiber P-M3	W152H1	0.000738	A to B	A to IO
Story1	W152	análisis dinámico th Min	Auto Fiber P-M3	W152H1	-0.000717	A to B	A to IO
Story1	W153	ESTÁTICAS NO LINEALE Max	Auto Fiber P-M3	W153H1	0.000002	A to B	A to IO

Para el sismo del Centro, se arroja valores de rotación superiores a los observados en el sismo sintético de Darfield, en Nueva Zelanda. El nivel de desempeño sigue estando por debajo de Ocupación Inmediata.

En la figura 35 y tabla 5, se observan los niveles daño en el muro más crítico del primer piso, Rotaciones máximas y el nivel de desempeño del elemento para el sismo de NEWHALL, CALIFORNIA 1989. Por otro lado, en la figura 36 se observa los valores de deformación que se dan en la fibra superior del concreto.

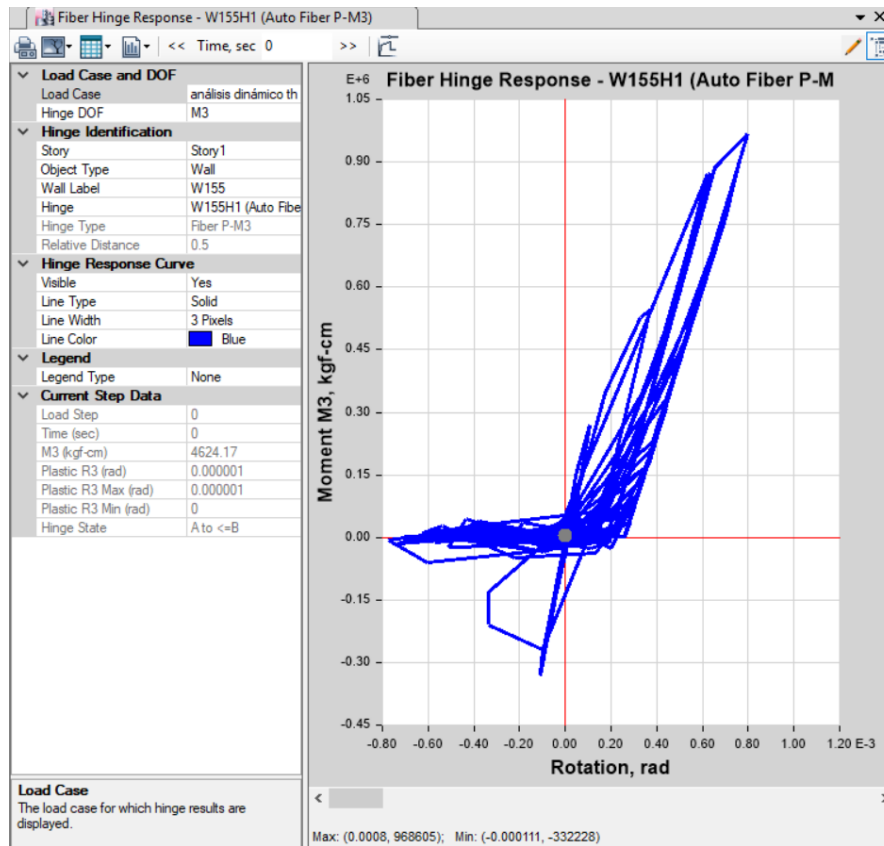


Figura N° 35. Respuesta de la rótula plástica (Fibras) en el muro más crítico, sismo New- Hall, California. 100% Dirección X, 30% en Y.

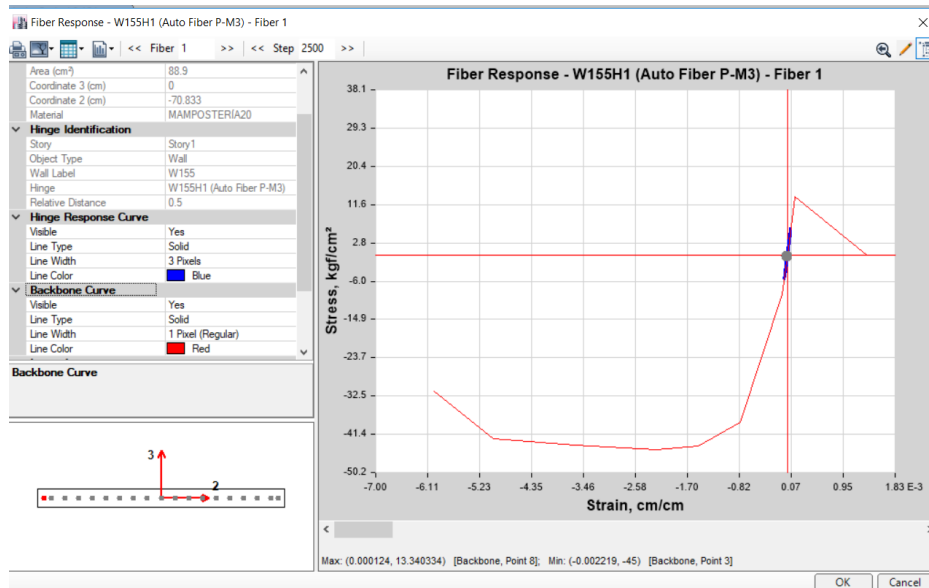


Figura N° 36. Deformaciones en la fibra de concreto.

**Tabla 5 Valores de Rotaciones y estado de la rótula para muro más crítico. Sismo
NEWHALL, California. 100% X, 30% Y.**

TABLE: Fiber Hinge States SISMO NEWHALL									
Story	Frame/W	Load Case/Combo	Hinge	Generated Hin	Relative Distan	R3 (RAD)	Hinge Sta	Hinge Stat	
Story1	W155	ESTÁTICAS NO LINEALE Max	Auto Fiber P-M3	W155H1	0.5	0.000001	A to B	A to IO	
Story1	W155	ESTÁTICAS NO LINEALE Min	Auto Fiber P-M3	W155H1	0.5	0	A to B	A to IO	
Story1	W155	análisis dinámico th Max	Auto Fiber P-M3	W155H1	0.5	0.0008	A to B	A to IO	
Story1	W155	análisis dinámico th Min	Auto Fiber P-M3	W155H1	0.5	-0.000773	A to B	A to IO	
Story1	W157	ESTÁTICAS NO LINEALE Max	Auto Fiber P-M3	W157H1	0.5	0	A to B	A to IO	
Story1	W157	ESTÁTICAS NO LINEALE Min	Auto Fiber P-M3	W157H1	0.5	-0.000001	A to B	A to IO	

Los valores de deformación y rotación en el muro más crítico, siguen dando respuestas poco inelásticas. Los daños siguen siendo mínimos en los muros del edificio.

En la figura 37 y tabla 5, se observan los niveles de daño en el muro más crítico del primer piso, Rotaciones máximas y el nivel de desempeño del elemento para el sismo del Managua de 1972. Así como el valor de deformación en la fibra superior del material. (Concreto). Figura38.

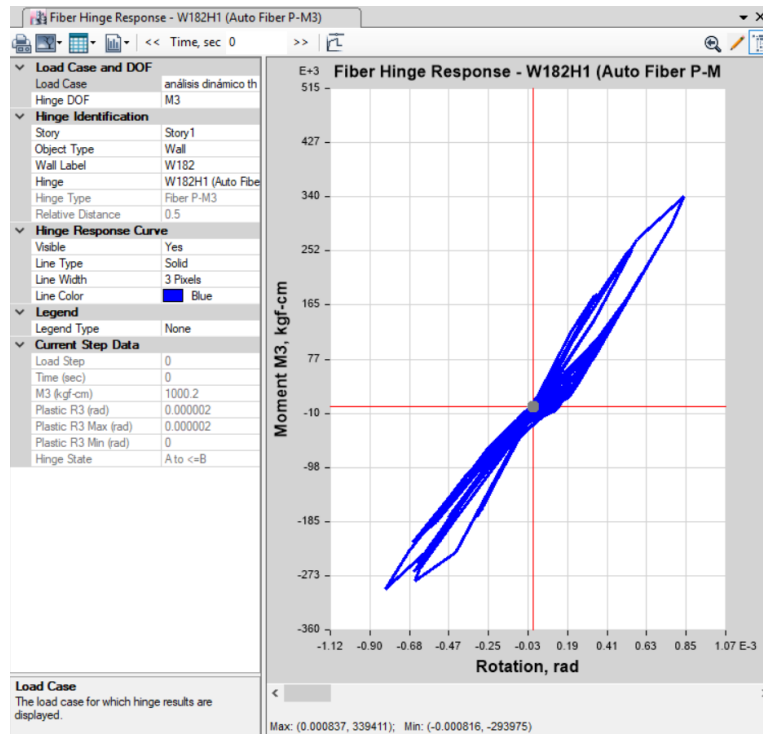


Figura N° 37. Respuesta de la rótula plástica (Fibras) en el muro más crítico, sismo de Managua 1972. 100% Dirección X, 30% en Y.

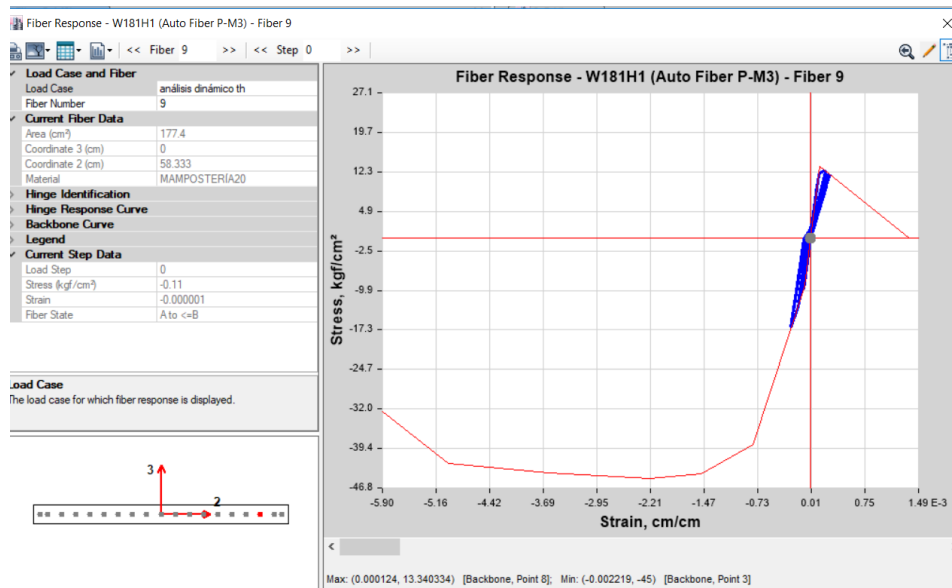


Figura N° 38. Deformaciones en la fibra de concreto. Terremoto de Managua 1972.

Tabla 6. Valores de Rotaciones y estado de la rótula para muro más crítico. Terremoto de Managua de 1972.

TABLE: Fiber Hinge States Terremoto de Managua de 1972.					
Story ▾	Frame/W ▾	Load Case/Combo ▾	R3 ▾	Hinge Sta ▾	Hinge Stat ▾
			rad		
Story1	W181	análisis dinámico th Min	-0.00012	A to B	A to IO
Story1	W182	ESTÁTICAS NO LINEALE Max	0.000002	A to B	A to IO
Story1	W182	ESTÁTICAS NO LINEALE Min	0	A to B	A to IO
Story1	W182	análisis dinámico th Max	0.000837	A to B	A to IO
Story1	W182	análisis dinámico th Min	-0.000816	A to B	A to IO

Los valores de rotación para el sismo de Managua, aunque son superiores a los otros sismos sintéticos, siguen estando en un nivel de desempeño alusivo a ocupación inmediato.

En la figura 39 y tabla 7, se observan los valores de daño (Rotaciones máximas) en el muro W78, siendo el más crítico del primer piso, y el nivel de desempeño del elemento para el sismo de El Corralito, California. En la figura 40, se puede evidenciar las deformaciones máximas en la fibra de concreto producto del daño en la rótula.

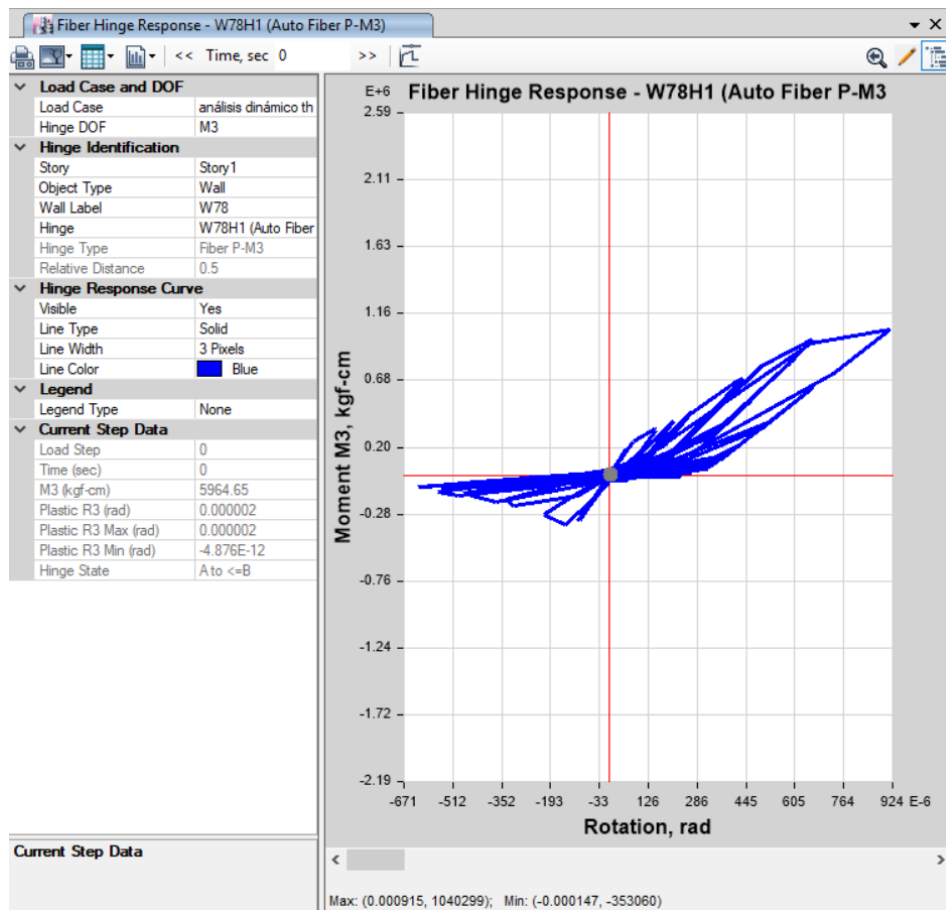


Figura N° 39. Respuesta de la rótula plástica (Fibras) en el muro más crítico, sismo El Corralito, California. 100% Dirección X, 30% en Y.

Este fue el evento en donde se pudo apreciar, mayor grado de histéresis. No obstante, la rótula en la fibra del concreto no llega alcanzar un deterioro significativo para alcanzar un grado de no linealidad.

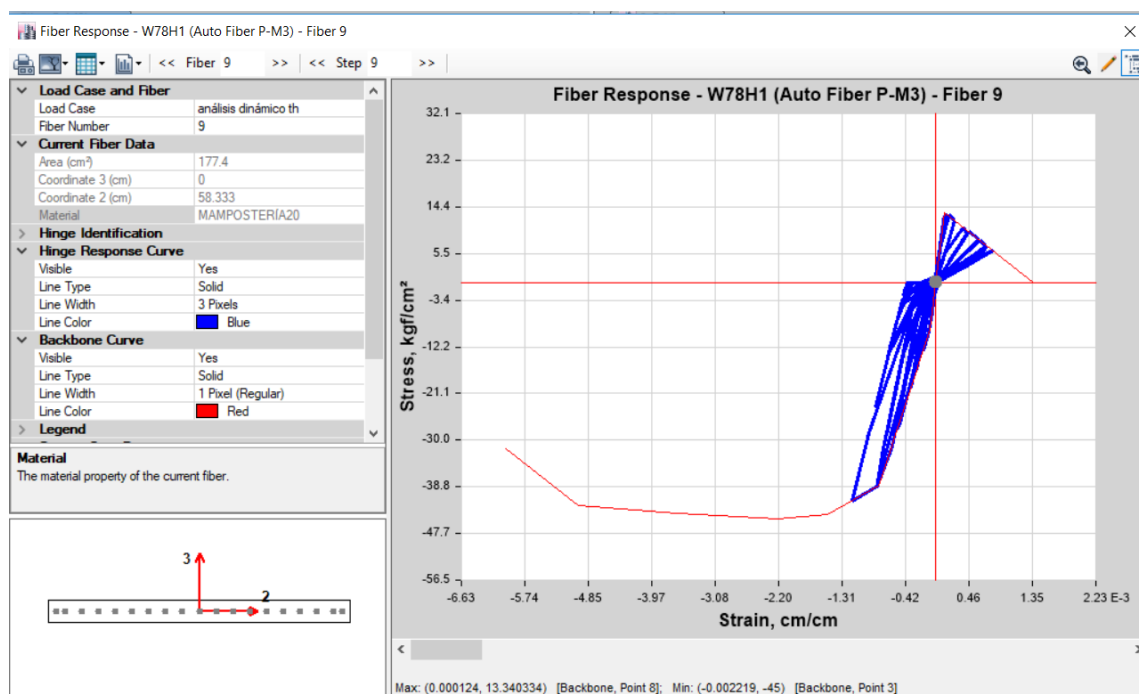


Figura N° 40. Respuesta de las fibras. Sismo El Corralito. 100% Dirección X, 30% en Y.

Tabla 4. Valores de Rotaciones y estado de la rótula para muro más crítico. Sismo El Corralito, Los Ángeles.

TABLE: Fiber Hinge States Corralito 100% en X								
Story	Frame/Wal	Load Case/Combo	Hinge	Generated Hin	Relative Distan	R3 (RAD)	Hinge Sta	Hinge Stat
Story1	W40	análisis dinámico th Min	Auto Fiber P-M3	W40H1	0.5	-0.000134	A to B	A to IO
Story1	W41	ESTÁTICAS NO LINEALE Max	Auto Fiber P-M3	W41H1	0.5	0	A to B	A to IO
Story1	W41	ESTÁTICAS NO LINEALE Min	Auto Fiber P-M3	W41H1	0.5	-0.000001	A to B	A to IO
Story1	W41	análisis dinámico th Max	Auto Fiber P-M3	W41H1	0.5	0.000115	A to B	A to IO
Story1	W41	análisis dinámico th Min	Auto Fiber P-M3	W41H1	0.5	-0.000172	A to B	A to IO
Story1	W78	ESTÁTICAS NO LINEALE Max	Auto Fiber P-M3	W78H1	0.5	0.000002	A to B	A to IO
Story1	W78	ESTÁTICAS NO LINEALE Min	Auto Fiber P-M3	W78H1	0.5	0	A to B	A to IO
Story1	W78	análisis dinámico th Max	Auto Fiber P-M3	W78H1	0.5	0.000915	A to B	A to IO
Story1	W78	análisis dinámico th Min	Auto Fiber P-M3	W78H1	0.5	-0.000625	A to B	A to IO

Aunque es el sismo sintético que ha generado mayor rotación en un muro del modelo, continua sin llegar a un daño considerable.

CAPITULO V.

CONCLUSIONES.

En base a los resultados obtenidos, se establecen las siguientes conclusiones:

En el modelo diseñado previamente en base a alineamientos del MP-001 y analizado no linealmente con cada sismo sintético generado a través de la aplicación de “TIME HISTORY”, se puede observar que las rotaciones máximas obtenidas, se dieron en el modelo con el sismo sintético de El Corralito, California. Sin embargo, tanto esta rotación máxima, como evidentemente las rotaciones de los otros sismos sintéticos generados, son de valores despreciables, comportándose el modelo dentro de un rango elástico. Si bien es cierto existe cierto daño, el comportamiento de las rótulas en los muros, no experimentan el daño suficiente para superar el nivel de ocupación inmediata(IO), según los criterios de aceptación del diseño y análisis por desempeño (IO). Tanto los valores de rotación como el nivel de desempeño obtenido en los diferentes sismos, son congruentes con el espectro objetivo y sismo de diseño que nos habíamos planteado dentro de la investigación. Sumado a la determinación del desempeño de nuestro modelo como parte de nuestro resultado obtenido, se logró también proponer una aproximación de un modelado de mampostería reforzada por equivalencia a concreto en el software estructural utilizado.

CAPITULO VI.

RECOMENDACIONES

De acuerdo a lo estudiado, es recomendable hacer un modelo a escala y realizar las pruebas en un laboratorio para observar los daños que se obtienen al aplicar aceleraciones al modelo. En este modelo se esperaría que se produzcan grietas de espesores mínimos ya que de acuerdo a lo realizado con el programa ETABS, no se incursiona ni siquiera en el Nivel de Ocupación Inmediata. Debe tomarse en cuenta que los mayores valores de rotación se obtuvieron con el sismo de El Corralito, California, por tanto, las aceleraciones que se deben aplicar deben corresponder a las obtenidas en este evento.

También se recomienda que nuestra norma MP-001 incorpore valores límites de rotaciones para los análisis inelásticos y lineamientos para el modelado de no lineal de la mampostería.

Desarrollar el tema abordado en esta investigación, comparándolos con modelos con un mayor número de pisos, menos densidad de muros y plantas más irregulares.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Reglamento Para el Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras R-001, República Dominicana, (2011).

American Society of Civil Engineers (2010).ASCE7-10: Minimum Design Loads for Buildings and other Structures. Reston, VA.

American Society of Civil Engineers (2007). ASCE/SEI -41: Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. Reston, VA.

American Society of Civil Engineers (2000).FEMA-356 Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Washington D.C

NEHRP Guidelines for the seismic Rehabilitation of Buildings (2002). FEMA-273.

Norma Mínima de Diseño y Construcción de Mampostería MP-001, Nicaragua, (2016).

Recommended modeling and parameters and acceptance criteria for nonlinear analysis. In support of seismic evaluation.

NST 2010. National Institute of Standard and Technology.

Seismic design of special reinforced Masonry Shear Walls.

Reglamento Nacional de la Construcción RNC-2007.

ANEXOS.

ESPEORES EQUIVALENTES DE MUROS DE MAMPOSTERÍA REFORZADA

Para introducir los espesores de muros de mampostería en el programa Etabs, se hizo uso de las equivalencias que establece el Reglamento para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería de República Dominicana. La Tabla 7.1 indica el espesor equivalente para espaciamientos de celdas llenas a cada 60 cm, para nuestros dos primeros pisos se escogió un espesor de 10.68 cm.

TABLA 7.1
ESPEORES EQUIVALENTES POR ESBELTEZ
EN MUROS de $t_b = 20\text{cm}$ (8")

ALTURA EFFECTIVA DEL MURO $K_e \cdot H$ (m)	Valores de Espesores Equivalentes por Esbeltez ($t_e F_e$)			
	Espaciamiento de Cámaras Llenas de Concreto			
	@ 0.20 m	@ 0.40 m	@ 0.60 m	@ 0.80 m
2.00	18.09	13.81	12.38	11.67
2.10	17.97	13.72	12.30	11.59
2.20	17.84	13.62	12.21	11.51
2.30	17.70	13.51	12.12	11.42
2.40	17.56	13.40	12.02	11.33
2.50	17.42	13.29	11.92	11.23
2.60	17.26	13.17	11.81	11.13
2.70	17.10	13.05	11.71	11.03
2.80	16.94	12.93	11.59	10.92
2.90	16.76	12.79	11.47	10.81
3.00	16.59	12.66	11.35	10.70
3.10	16.40	12.52	11.23	10.58
3.20	16.21	12.37	11.10	10.46
3.30	16.02	12.22	10.96	10.33
3.40	15.81	12.07	10.82	10.20
3.50	15.61	11.91	10.68	10.07
3.60	15.39	11.75	10.53	9.93
3.70	15.17	11.58	10.38	9.79
3.80	14.95	11.41	10.23	9.64

Wall Property Data

General Data

Property Name: MAMP20

Property Type: Specified

Wall Material: MAMPOSTER(A20)

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Thickness: 10.68 cm

OK Cancel

De igual forma, se realizó la escogencia del valor del espesor equivalente de la Tabla 7.2 para los muros de los niveles tercero y cuarto.

TABLA 7.2
ESPEORES EQUIVALENTES POR ESBELTEZ
EN MUROS de $t_e = 15\text{cm}$ (6")

ALTURA EFECTIVA DEL MURO $K_e \cdot H$ (m)	Valores de Espesores Equivalentes por Esbeltez ($t_e F_e$) Espaciamiento de Cámaras Llenas de Concreto			
	@ 0.20 m	@ 0.40 m	@ 0.60 m	@ 0.80 m
2.00	12.64	10.16	9.26	9.03
2.10	12.48	10.03	9.14	8.92
2.20	12.31	9.89	9.02	8.79
2.30	12.13	9.75	8.89	8.67
2.40	11.94	9.60	8.75	8.53
2.50	11.75	9.45	8.61	8.40
2.60	11.55	9.28	8.46	8.25
2.70	11.34	9.12	8.31	8.10
2.80	11.12	8.94	8.15	7.95
2.90	10.90	8.76	7.99	7.79
3.00	10.67	8.57	7.82	7.62
3.10	10.42	8.38	7.64	7.45
3.20	10.18	8.18	7.46	7.27
3.30	9.92	7.97	7.27	7.09
3.40	9.65	7.76	7.07	6.90
3.50	9.38	7.54	6.87	6.70
3.60	9.10	7.32	6.67	6.50
3.70	8.81	7.08	6.46	6.30
3.80	8.52	6.85	6.24	6.08

Wall Property Data

General Data

Property Name: MAMP15

Property Type: Specified

Wall Material: MAMPOSTERÍA 15

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

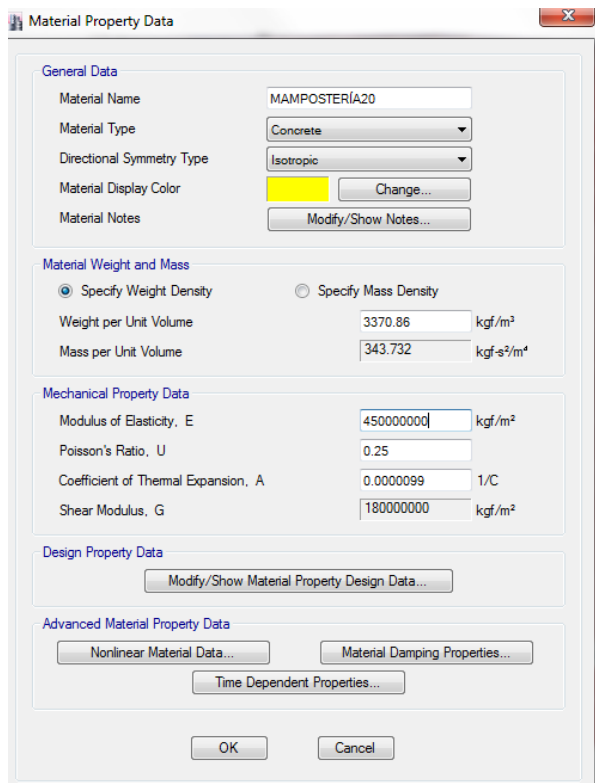
Property Data

Thickness: 7.82 cm

OK Cancel

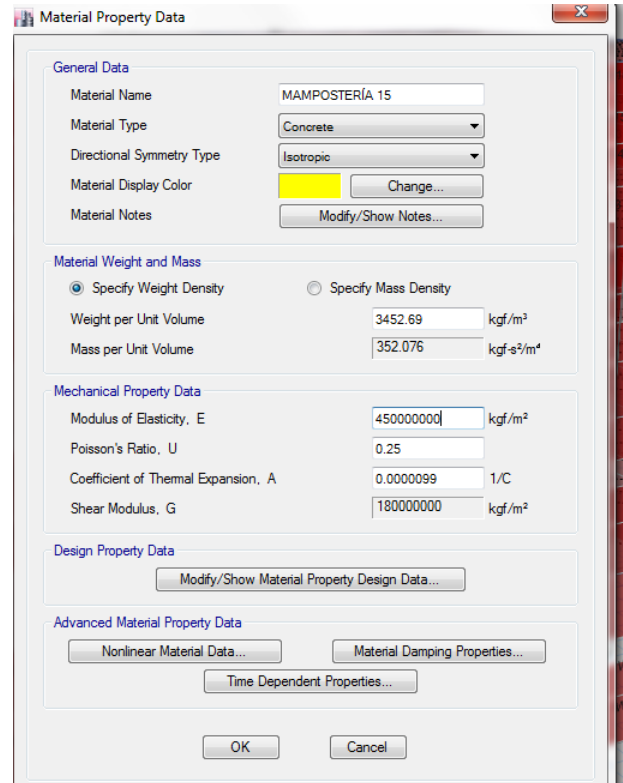
Se define el peso específico de la mampostería con una relación de espesores reales de mampostería, dividido por el espesor equivalente, es decir $20/10.68 = 1.8727$. Tomando el peso

específico de la mampostería de 20 como 1800 Kg/m³, se obtiene el nuevo peso específico como $1.8727 \times 1800 = 3370.86$ Kg/m³. De igual forma se define el peso específico de la mampostería de 15 cm, resultando $15/7.82 \times 1800 = 3452.69$ Kg/m³



Material Property Data dialog box for MAMPOSTERÍA 20. The dialog is divided into several sections: General Data, Material Weight and Mass, Mechanical Property Data, Design Property Data, and Advanced Material Property Data. The Material Name is MAMPOSTERÍA 20, Material Type is Concrete, and Directional Symmetry Type is Isotropic. The Material Display Color is yellow. The Material Notes field is empty. In the Material Weight and Mass section, the Specify Weight Density radio button is selected, and the Weight per Unit Volume is 3370.86 kgf/m³. The Mass per Unit Volume is 343.732 kgf-s²/m⁴. In the Mechanical Property Data section, the Modulus of Elasticity, E, is 450000000 kgf/m², Poisson's Ratio, U, is 0.25, Coefficient of Thermal Expansion, A, is 0.0000099 1/C, and Shear Modulus, G, is 180000000 kgf/m². The Design Property Data section has a button to Modify/Show Material Property Design Data... The Advanced Material Property Data section has buttons for Nonlinear Material Data..., Material Damping Properties..., and Time Dependent Properties... The OK and Cancel buttons are at the bottom.

Section	Property	Value	Unit
General Data	Material Name	MAMPOSTERÍA 20	
	Material Type	Concrete	
	Directional Symmetry Type	Isotropic	
	Material Display Color	Yellow	
Material Weight and Mass	Specify Weight Density	☒	
	Specify Mass Density	☐	
	Weight per Unit Volume	3370.86	kgf/m ³
Mechanical Property Data	Modulus of Elasticity, E	450000000	kgf/m ²
	Poisson's Ratio, U	0.25	
	Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099	1/C
	Shear Modulus, G	180000000	kgf/m ²
	Design Property Data	Modify/Show Material Property Design Data...	
Advanced Material Property Data	Nonlinear Material Data...		
	Material Damping Properties...		
	Time Dependent Properties...		

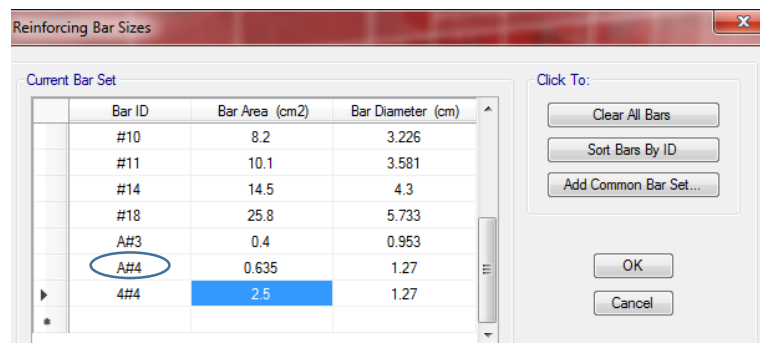


Material Property Data dialog box for MAMPOSTERÍA 15. The dialog is divided into several sections: General Data, Material Weight and Mass, Mechanical Property Data, Design Property Data, and Advanced Material Property Data. The Material Name is MAMPOSTERÍA 15, Material Type is Concrete, and Directional Symmetry Type is Isotropic. The Material Display Color is yellow. The Material Notes field is empty. In the Material Weight and Mass section, the Specify Weight Density radio button is selected, and the Weight per Unit Volume is 3452.69 kgf/m³. The Mass per Unit Volume is 352.076 kgf-s²/m⁴. In the Mechanical Property Data section, the Modulus of Elasticity, E, is 450000000 kgf/m², Poisson's Ratio, U, is 0.25, Coefficient of Thermal Expansion, A, is 0.0000099 1/C, and Shear Modulus, G, is 180000000 kgf/m². The Design Property Data section has a button to Modify/Show Material Property Design Data... The Advanced Material Property Data section has buttons for Nonlinear Material Data..., Material Damping Properties..., and Time Dependent Properties... The OK and Cancel buttons are at the bottom.

Section	Property	Value	Unit
General Data	Material Name	MAMPOSTERÍA 15	
	Material Type	Concrete	
	Directional Symmetry Type	Isotropic	
	Material Display Color	Yellow	
Material Weight and Mass	Specify Weight Density	☒	
	Specify Mass Density	☐	
	Weight per Unit Volume	3452.69	kgf/m ³
Mechanical Property Data	Modulus of Elasticity, E	450000000	kgf/m ²
	Poisson's Ratio, U	0.25	
	Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099	1/C
	Shear Modulus, G	180000000	kgf/m ²
	Design Property Data	Modify/Show Material Property Design Data...	
Advanced Material Property Data	Nonlinear Material Data...		
	Material Damping Properties...		
	Time Dependent Properties...		

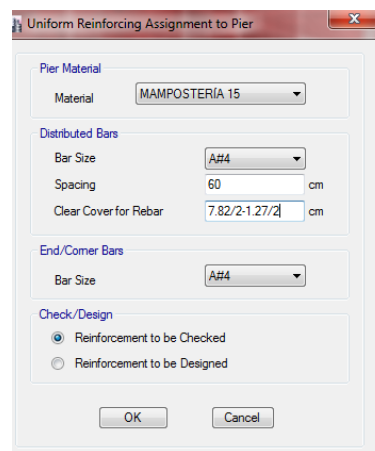
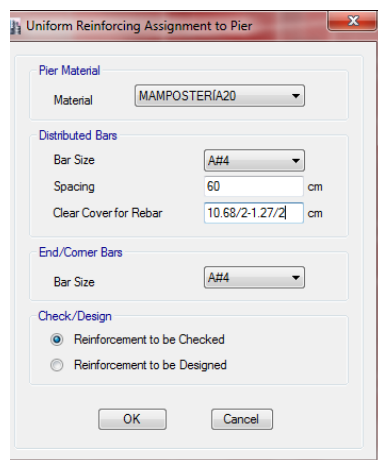
ACERO DE REFUERZO EN MUROS EQUIVALENTES

Debido a que, en la mampostería, el acero de refuerzo está colocado al centro, y el programa Etabs asume doble malla, tomaremos la mitad del área de acero para que al momento de considerar la doble malla se convierta en una sola área.

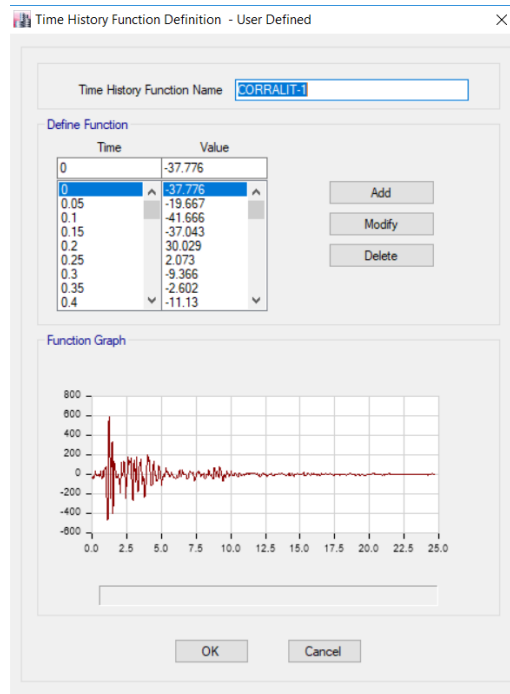


Es por eso que nuestra barra será la A#4 con diámetro de 0.635 cm, que corresponde a la mitad del área de una barra # 4.

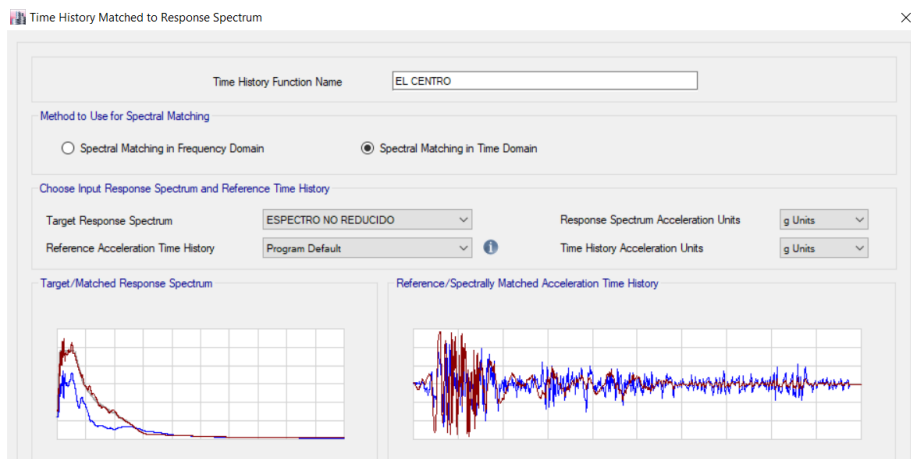
El programa solicita el recubrimiento libre para el refuerzo, es por ello que se toma, el espesor del muro entre dos para llegar al centro, y luego se resta la mitad del diámetro de la barra # 4.



ACELEROGRAMAS



Sismo El Corralito, California.



Sismo EL CENTRO, CALIFORNIA.

Time History Matched to Response Spectrum

Time History Function Name: NEWHALL QUAKE

Method to Use for Spectral Matching: ☒ Spectral Matching in Time Domain

Choose Input Response Spectrum and Reference Time History

Target Response Spectrum: ESPECTRO NO REDUCIDO
 Reference Acceleration Time History: NEWHALL-1

Response Spectrum Acceleration Units: g Units
 Time History Acceleration Units: g Units

Target/Matched Response Spectrum: 

Reference/Spectrally Matched Acceleration Time History: 

Resp. Spec. Plot Axes Options: ☒ X Lin - Y Lin, ☐ X Lin - Y Log, ☐ X Log - Y Lin, ☐ X Log - Y Log

Response Spectrum Plot Options: ☐ Plot for Reference Time History, ☒ Plot for Matched Time History, ☐ Plot for Both Time Histories

Time History Plot Options: ☐ Plot Reference Time History, ☐ Plot Matched Time History, ☒ Plot Both Time Histories

Frequency-Domain Spectral Matching: , ,

Sismo NEWHALL, CALIFORNIA.

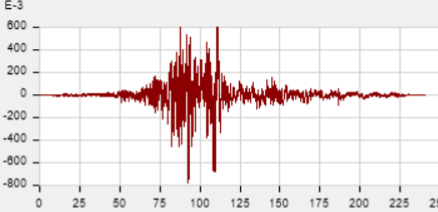
Time History Function Definition - User Defined

Time History Function Name: ESC-DARFIELD_HORCS72E (0.90) sólo aci

Define Function

Time	Value
0	0.0005
0.02	0.000516
0.04	0.000546
0.06	0.000569
0.08	0.000565
0.1	0.000542
0.12	0.000518
0.14	0.000504
0.16	0.000496

Function Graph



Sismo DARFIELD, NUEVA ZELANDA.

Time History Matched to Response Spectrum

Time History Function Name: DAEFIELD 2

Method to Use for Spectral Matching

☐ Spectral Matching in Frequency Domain ☒ Spectral Matching in Time Domain

Choose Input Response Spectrum and Reference Time History

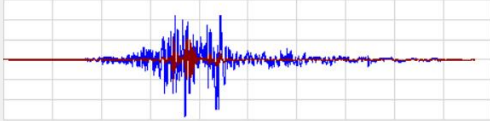
Target Response Spectrum: ESPECTRO NO REDUCIDO Response Spectrum Acceleration Units: g Units

Reference Acceleration Time History: ESC-DARFIELD_HORCS72E (0.90) sólo Time History Acceleration Units: g Units

Target/Matched Response Spectrum



Reference/Spectrally Matched Acceleration Time History



Resp. Spec. Plot Axes Options

☒ X Lin - Y Lin ☐ X Lin - Y Log

☐ X Log - Y Lin ☐ X Log - Y Log

Response Spectrum Plot Options

☐ Plot for Reference Time History

☒ Plot for Matched Time History

☐ Plot for Both Time Histories

Time History Plot Options

☐ Plot Reference Time History

☐ Plot Matched Time History

☒ Plot Both Time Histories

Frequency-Domain Spectral Matching

Set Matching Parameters

Match Time History

Show Frequency Content

OK Cancel Convert to User Defined

Sismo DARFIELD, NUEVA ZELANDA.

ESPECTRO DE DISEÑO.

CONTENIDO: ESPECTRO DE DISEÑO.	FECHA: JULIO 2019.	
PROYECTO: TRABAJO DE GRADO.		
ELABORADO POR: ING. ALVARO TERCERO. ING. JOEL GONZÁLEZ.		

Ta = 0.10 Seg

Tb = 0.60 Seg

Si no se dispone de estos mapas de microzonificación, se utilizarán los siguientes factores de amplificación, S:

Tabla 2 Factores de amplificación por tipo de suelo, S.

Zona Sísmica	Tipo de suelo		
	I	II	III
A	1.0	1.8	2.4
B	1.0	1.7	2.2
C	1.0	1.5	2.0

Para suelos muy blandos (tipo IV) es necesario construir espectros de sitio específicos, siguiendo los requisitos establecidos en el Título de este Reglamento.
los suelos propensos a licuarse no se incluyen en ningún de los casos anteriores.

Zona Sísmica	Tipo de suelo
C	II

Tipo I: Afloramiento rocoso con $V_s > 750$ m/s,

S= 1.5

a₀ 0.3

S*a₀ = 0.45

Sd = S*2.7*a₀= 1.215

Sd*(Tb/T) Para T entre 0.6 y 2 segundos

0.60 Seg	1.22 Seg
0.70 Seg	1.04 Seg
0.80 Seg	0.91 Seg
0.90 Seg	0.81 Seg
1.00 Seg	0.73 Seg
1.10 Seg	0.66 Seg
1.20 Seg	0.61 Seg
1.30 Seg	0.56 Seg
1.40 Seg	0.52 Seg
1.50 Seg	0.49 Seg
1.60 Seg	0.46 Seg
1.70 Seg	0.43 Seg
1.80 Seg	0.41 Seg
1.90 Seg	0.38 Seg
2.00 Seg	0.36 Seg

Tc= 2.00 Seg

Sd(Tb/Tc)*(Tc/T)²

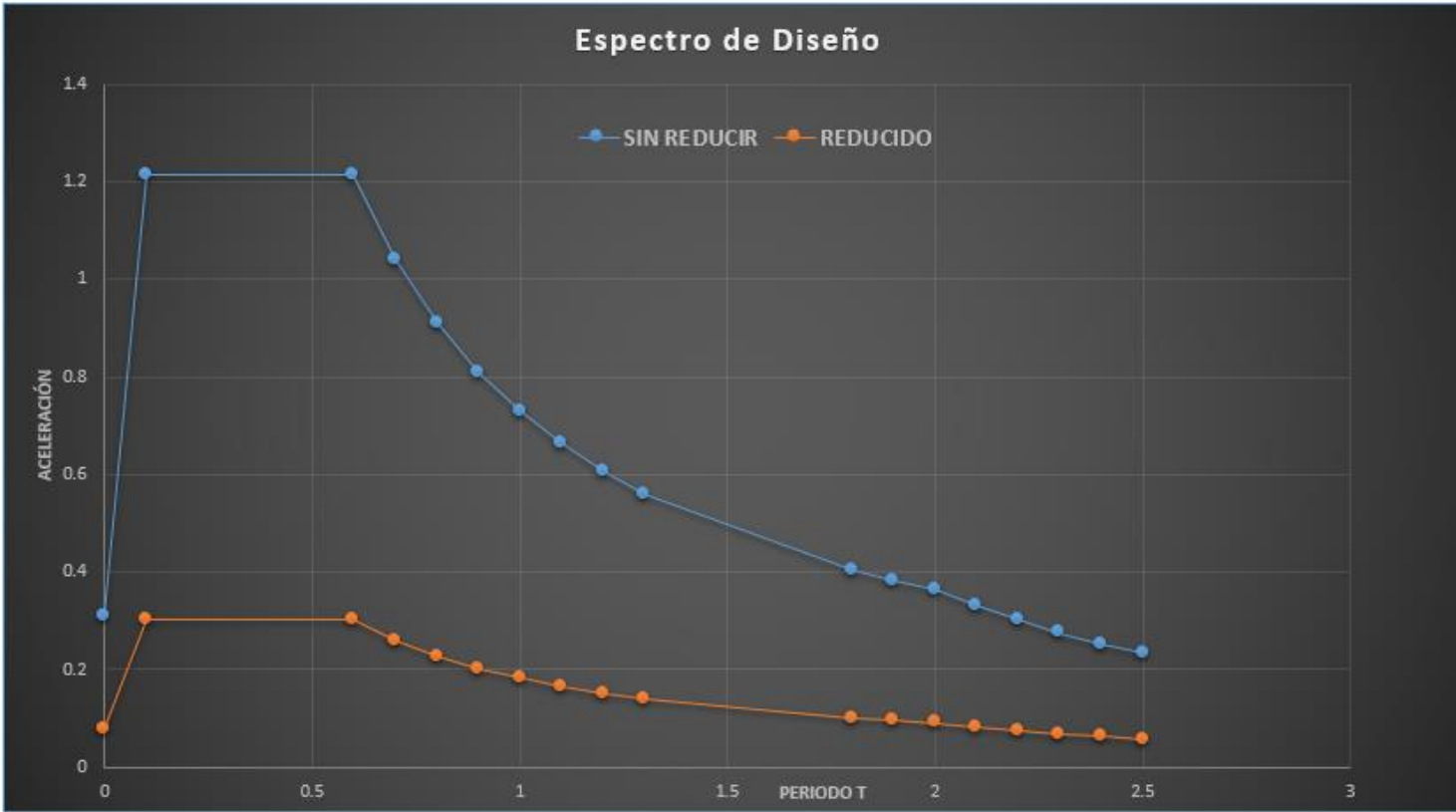
Para T > 2

2.00 Seg	0.36 Seg
2.10 Seg	0.33 Seg
2.20 Seg	0.30 Seg
2.30 Seg	0.28 Seg
2.40 Seg	0.25 Seg
2.50 Seg	0.23 Seg

Q*_Ω = 4

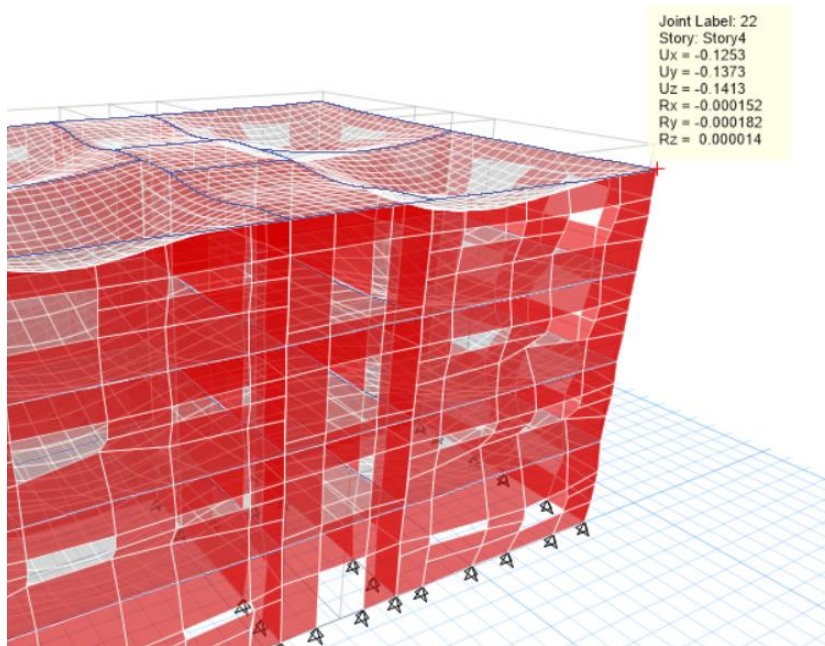
T=
a=

0.08	0.30	0.30	0.26	0.23	0.20	0.18	0.17	0.15	0.14	0.13	0.12	0.11	0.11	0.10	0.10	0.09	0.08
0	0.1	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2	2.1
0.31	1.215	1.215	1.04142857	0.91125	0.81	0.729	0.66272727	0.6075	0.56076923	0.52071429	0.486	0.455625	0.42882353	0.405	0.38368421	0.3645	0.33061224

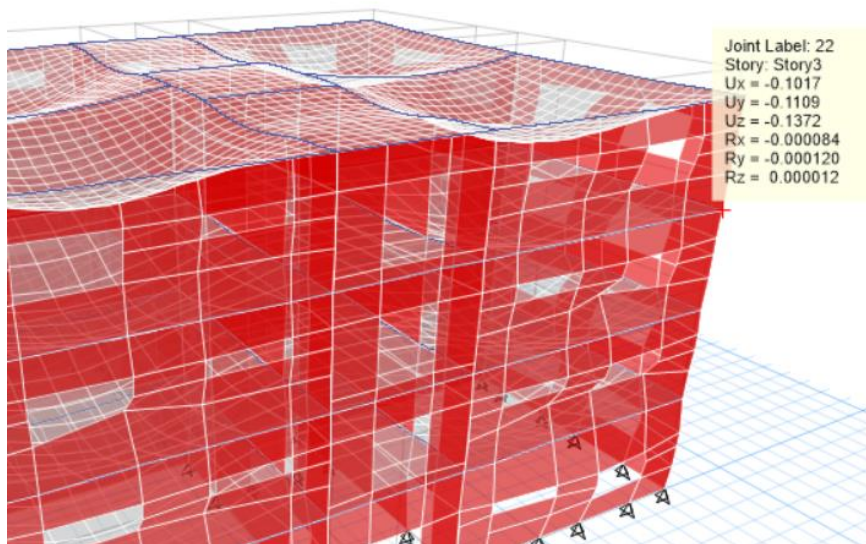


DESPLAZAMIENTOS PARA EL EDIFICIO SEGÚN EL RNC-2007

Para la combinación sísmica en dirección Y, se obtiene para el nivel 4:



Para la combinación sísmica en dirección Y, se obtiene para el nivel 3:



Al restar los desplazamientos: $0.1373 - 0.1109 = 0.0264$

$$0.0264/350 = 0.0000754$$

Este valor por $Q\Omega/2.5 = 0.0000754 * 1.5 * 2 / 2.5 = 0.0000905$ que es menor que el indicado en la tabla 4 de distorsiones del RNC-07.

DISPOSICIONES DIVERSAS / RNC-07-36

Tabla 4 Distorsiones máximas permitidas

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q= 3 ó 4)	0.0300
Marcos dúctiles de acero (Q= 3 ó 4)	0.0300
Marcos de acero ó concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.0150
Losas planas sin muros o contravientos	0.0150
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.0200
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.0150
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q= 3)	0.0150
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.0100
Muros diafragma	0.0060
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.0050
Muros de carga de: mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.0040
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.0020
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

Al calcular los desplazamientos mencionados arriba pueden descontarse los debidos a la flexión de conjunto de la estructura

REVISIÓN DE MUROS SEGÚN EL MP-001.

CONTENIDO:	MEMORIA DE CALCULO MUROS	FECHA: JULIO 2019.
PROYECTO:	TRABAJO DE GRADO.	
ELABORADO POR: ING. ALVARO TERCERO. ING. JOEL GONZÁLEZ.		

MUROS DE MAMPOSTERÍA REFORZADA DISEÑADOS CON LA NORMA DE NICARAGUA RNC 07 Y LA ACTUALIZACION MP-001".

Nombre del Proyecto: **Edificio de 4 niveles con muros de mamposteria reforzada.**
Muro a Diseñar: **Muro sobre Eje** Fecha: **3/9/2019**

Cargas

Carga viva reducida:

Losa CVRt= **100.0 Kg/m²**

Carga Muerta:

Losa CMt= **487.0 Kg/m²**

Paredes CMp= **260.0 Kg/m²**

Bloques de 20 cm x 20 cm x 40 cm

DATOS

RESULTADOS

Datos de Muro

Ancho tributario de eje (a_t) = **4.0 m** **400.0 cm**

Altura del muro (H) = **3.5 m** **350.0 cm**

Longitud de Muro (L) = **8.0 m** **800.0 cm**

Espesor del Muro Reforzado t = **20.0 cm**

Área Transv. de muro A_t = t * L **16,000.0 cm²**

Peso paredes superiores = **2,340.0 Kg/m**

1. Análisis por cargas verticales

• Carga axial actuante

W_{losa (sin factorar)} = (CMt) * a_t = **1,948.0 Kg/m**

W_{pared (sin factorar)} = CMp * H = **3,250.0 Kg/m**

Carga axial distribuida W = **5,198.0 Kg/m**

Carga axial sin factorar P = WL = **41,584.0 Kg**

P_u = 1.4 * P = **58,217.6 Kg**

• Resistencia a carga vertical Pr

Tabla 6.1 Factores de R.
MP-001

Factores de reducción de resistencia

Fr = 0.9 (Muros confinados o reforzados interiormente)

Fr = 0.30 (Muros no reforzados interiormente)

Fr = **0.9**

Factores de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez

Fe = 0.70 (Muros interiores)

Fe = 0.60 (Muros Exteriores)

Fe = **0.6**

Resistencia de diseño a compresión de la mamposteria

(Valor mínimo MP-001)

f_m = **108.0 Kg/cm²**

Resistencia de diseño a compresión diagonal de la mamposteria

$$v_m = 0.8 \sqrt{f'_m} \leq 6.0 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] = \mathbf{8.3 \text{ Kg/cm}^2}$$

(MP-001 5.1.2.2)

TOMAR = **4.0 Kg/cm²**

$$I = bt^3/12 = \mathbf{533,333.3 \text{ cm}^3}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{n}}$$

$$r = \mathbf{5.8 \text{ cm}}$$

$$\frac{h}{r} = 60.62177826 \quad \text{Usar Formula 1 MP-001}$$

$$f_y = 2,800.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Area Varilla \#4} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{as real} = 25.4 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 0.80 \left[0.80 f'_m (A_n - A_s) + A_s f_y \right] \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \quad (\text{MP-001})$$

$$(\text{MP-001}) \quad P_n = 943,361.5 \text{ Kg} > P_u = 58,217.6 \text{ Kg}$$

¡Ok, Resiste carga vertical!

$$Pr = Fr * Fe * (f'_m * At + \sum A_s * f_y) \leq 1.25 * Fr * Fe * f'_m * At$$

$$Fr * Fe * (f'_m * At + \sum A_s * f_y) = Fr * Fe * (f'_m * At + 7) = 933,123.8 \text{ Kg}$$

$$1.25 * Fr * Fe * f'_m * At = 1,166,400.0 \text{ Kg}$$

$$Pr = 933,123.8 \text{ Kg} > Pu = 58,217.6 \text{ Kg}$$

¡Ok, Resiste carga vertical!

2. Análisis por cargas Laterales

• Carga lateral actuante

$$S = c \cdot W_o$$

Coefficiente Sísmico

$$c = 0.52$$

Peso sísmico distribuido W_o

Carga vertical total sobre Losa

$$W_t (\text{sin factorar}) = (CVR_t + CMT) \cdot A_v = 13,600.0 \text{ Kg}$$

$$\text{Area de Edificio} = 136.0 \text{ m}^2$$

$$W_{op} (\text{sin factorar}) = Cmp \cdot H = 3,250.0 \text{ Kg/m}$$

Σl_{ep} : suma de longitudes de muros extremos en direc. perpendicular a la del sismo analizado.

$$\Sigma l_{ep} = 16.0 \text{ m}$$

Σl_{cp} : suma de longitudes de muros centrales en direc. perpendicular a la del sismo analizado.

$$\Sigma l_{cp} = 16.0 \text{ m}$$

Posición de Muro Central

$$\Sigma W_{ot} = 566.7 \text{ Kg/m}$$

$$W_o = W_{ot} + W_{op} = 3,816.7 \text{ Kg/m}$$

$$S_{dist} = c \cdot W_o = 1,984.7 \text{ Kg/m}$$

$$W_{ot} = \begin{cases} \frac{2W_t}{\sum l_{cp} + 2\sum l_{ep}}, \text{ Muro central} \\ \frac{W_t}{\sum l_{cp} + 2\sum l_{ep}}, \text{ Muro extremo} \end{cases}$$

$$S = S_{dist} \cdot L = 15,877.3 \text{ Kg}$$

• Resistencia ante Cargas Laterales

Factor de reducción de resistencia

Fr = (Muros diafragmas, muros confinados y con refuerzo interior)

Fr = (Muros no confinados ni reforzados)

$$\text{Usar } Fr = 0.9$$

Fuerza cortante resistida por la mampostería V_{mr}

7.3.3 Resistencia nominal al cortante proporcionada por la mampostería

La resistencia al cortante provista por la mampostería se calculará mediante la siguiente expresión:

$$V_m = 0.5v_m A_n + 0.3P \leq 1.5v_m A_n \quad (7.6)$$

$$V_m = 0.5v_m A_n + 0.3P \leq 1.5v_m A_n$$

$$V_m = 0.5v_m A_n + 0.3P = 49,465.3 \text{ Kg} \quad \text{MP-001 7.3.3 Resistencia}$$

$$V_m = 1.5v_m A_n = 96,000.0 \text{ Kg} \quad \text{nominal proporcionada por la}$$

$$V_m = 49,465.3 \text{ Kg} > S = 15,877.3 \text{ Kg}$$

$$V_{mr} = Fr * (0.50 * v_m * At + 0.3P) \leq 1.5 * Fr * v_m * At$$

$$Fr * (0.50 * v_m * At + 0.3P) = 40,027.7 \text{ Kg} < 1.5 * Fr * v_m * At$$

$$1.5 * Fr * v_m * At = 179,496.0 \text{ Kg}$$

$$V_{mr} = 40,027.7 \text{ Kg} > S = 15,877.3 \text{ Kg}$$

Fuerza cortante resistida por Acero de refuerzo horizontal V_{sr}

7.3.4 Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo

La resistencia al cortante provista por el acero de refuerzo se calculará mediante la siguiente expresión:

$$V_s = 0.5 \left(\frac{A_v}{s} \right) f_y d_v \quad (7.7)$$

V_s Resistencia al cortante provista por el refuerzo
 A_v Área transversal del refuerzo por cortante
 s Separación del refuerzo
 f_y Punto de fluencia del acero de refuerzo
 d_v Altura de la mampostería en la dirección del cortante

Grado	60	f _{yh} =	4200	kg/cm ²
		Separación sh=	40	cm
		Tamaño de la Varilla =	#5	
		bw=	16.55 cm	22.07 cm
		Amv=	441.4 cm ²	

Cuantía de acero horizontal máxima

$$\rho_{h \text{ máx}} = 0.3 \cdot f_m / f_{yh} = 0.007714286$$

Cuantía de acero horizontal mínima

$$\rho_{h \text{ mín}} = \max(0.0007, 3/f_{yh}) = 0.00071$$

Cuantía de acero horizontal requerida

$$\rho_{h \text{ req}} = \frac{V_{mr}}{F_R f_{yh} A_T} = 0.000661833 < \rho_{h \text{ máx}}$$

Área de Acero Horizontal propuesta ($A_{sh \text{ prop}}$)

$$\text{Número de Varillas } (n_h) = 1$$

$$\text{Área de varilla } (A_{bh}) = 2.0 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh \text{ prop}} = n_h \cdot A_{bh} = 2.0 \text{ cm}^2$$

Cuantía de Acero de refuerzo horizontal propuesta

$$\rho_h = A_{sh \text{ prop}} / s_h \cdot t = 0.00248$$

Usar como refuerzo hztal. 1 varilla # 5 Grado 60 @ 40 cm

Cortante resistida por el acero horizontal

$$V_{sr} = F_R \eta \rho_h f_{yh} A_T$$

$$\eta = 0.2$$

$$\rho_h \cdot f_{yh} = 10.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{sR} = 29,937.6 \text{ Kg}$$

$$V_s = 0.5 \left(\frac{A_v}{s} \right) f_y d_v =$$

$$36,382.5 \text{ Kg}$$

Fuerza cortante resistente total

$$V_R = V_{mR} + V_{sR} = 69,966.0 \text{ Kg} > S = 15,877.3 \text{ Kg}$$

¡Ok, Resiste carga lateral!

3. Revisión del refuerzo vertical por flexión

$$\text{Grado } 60 \quad f_{yv} = 4,200.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Separación } s_v = 40.00 \text{ cm}$$

$$\text{Tamaño de la Varilla} = \#4$$

Área de Acero Vertical Mínima

$$\rho_{v \text{ mín}} = 0.0007$$

$$A_{sv \text{ mín}} = \rho_{v \text{ mín}} \cdot s_v \cdot t = 0.6 \text{ cm}^2 \text{ cm}^2$$

Área de acero vertical requerida

Carga sísmica absorbida por área de acero en una longitud s_v a lo largo de la altura.

$$S_{ref} = c \cdot (CM_p \cdot s_v + W_d)$$

$$S_{ref} = 348.8 \text{ Kg/m}$$

$$M_o = S_{ref} \cdot H^2 / 8$$

$$M_o = 356.0 \text{ Kg/m}$$

(Analogía de viga simplemente apoyada)

$$A_{sv \text{ req}} = M_o / (0.9 \cdot \phi \cdot f_y \cdot d)$$

$$A_{sv \text{ req}} = 1.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } A_s \text{ vertical requerida } 1.0 \text{ cm}^2$$

$$> A_{s \text{ mín. vertical}}$$

Área de Acero Vertical propuesta ($A_{sv \text{ prop}}$)

$$\text{Área de varilla } (A_{bv}) = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Número de Varillas } n_v = A_{sv \text{ req}} / A_{bv} = 1$$

$$A_{sv \text{ prop}} = n_v \cdot A_{bv} = 1.3 \text{ cm}^2$$

Usar como refuerzo vertical 1 varilla # 4 Grado 60 @ 40 cm
 Cantidad de Acero de refuerzo vertical utilizada

$$\rho_v = A_{sv \text{ prop}} / s_v \cdot t = 0.00159$$

Suma de cantidad de acero horizontal y vertical

$$(\rho_h + \rho_v) \text{ mín.} = 0.0020$$

$$(\rho_h + \rho_v) = 0.0050 \quad \text{¡OK!}$$

4. Cálculo del área de acero de conectores en muros transversales

$$V_{mr} = 49,465.3 \text{ Kg}$$

→ Se desprecia V_{sr}

$$L_t = 5.0 \text{ m}$$

$$Fr = 0.9$$

$$t_t = 15.0 \text{ cm}$$

$$s_c = 20.0 \text{ cm}$$

Separación entre conectores

Resistencia de Fluencia de conectores

Grado 75

$$f_{yc} = 5,250.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{st} = (V_{mr} / (4 \cdot Fr)) \cdot (t_t / L_t) \cdot (s_c / f_{yc})$$

Número de Varillas =

2

$$A_{st} = 1.6 \text{ cm}^2$$

Número de Tamaño de la Varilla = #4

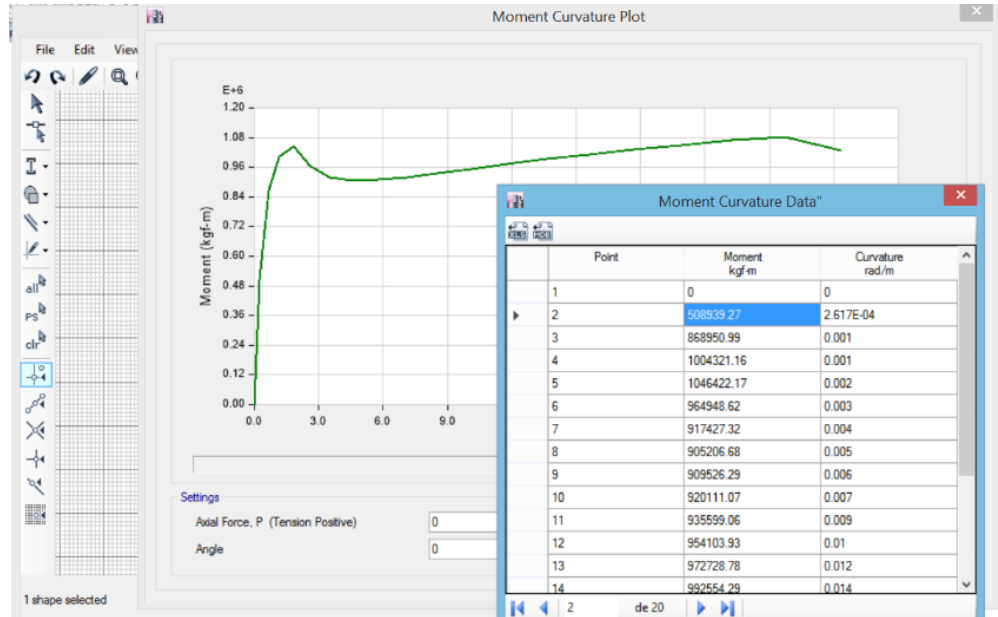
Usar Estribo triangular # 4 Grado 75 @ 20 cm

RESISTENCIA A FLEXIÓN DE MAMPOSTERÍA REFORZADA

	UNIDADES	
f_m	Kg/cm ²	108
f_y	Kg/cm ²	4200
Acero Propuesto	Φ	#4
Área del Refuerzo Vertical Propuesto	cm ²	1.27
Separación del Refuerzo Vertical	cm	40
Área de Refuerzo Vertical Propuesta	cm ² /m	3.175
Espesor de muro	m	0.15
Peralte efectivo	m	0.075
RESULTADOS		
Profundidad del bloque equivalente de esfuerzos	m	0.015
Profundidad del Eje Neutro	m	0.017
M_u	Kg-m	812.9

REVISIÓN DE ESFUERZOS EN MURO DE DISEÑO.

Se muestra la capacidad del muro a través del momento curvatura del mismo, el cual indica un valor de 508,939.27 Kg-m



MOMENTO-CURVATURA DEL MURO.

El momento actuante se indica en la tabla y es de 41,077.37 Kg-m, con lo cual se cumple por análisis de momento.

El cortante actuante que aparece en la tabla es de 39,575.30 Kg.

Flexural Design for P and M₃ —Compression Reinforcement

Station Location	Edge Length m	Rebar Area m ²	Compression Combo	P _u kgf	M _{u3} kgf-m
Left Top	0.3738	0.001596	Comb10	120603.08	9614.84
Right Top	0.4272	0.001692	Comb10	120603.08	24288.73
Left Bot	0.534	0.002011	Comb10	149744.4	-10080.75
Right Bot	0.534	0.002149	Comb10	149744.4	41077.37

Shear Design

Station Location	ID	Rebar m ² /m	Shear Combo	P _u kgf	M _u kgf-m	V _u kgf	ΦV _c kgf	ΦV _s kgf
Top	Leg 1	0.00027	Comb7	60957.94	24259.24	35727.1	41849.98	99517.44
Bottom	Leg 1	0.00027	Comb10	127464.11	41077.37	39575.3	27355.15	81418.4

La siguiente tabla muestra el diseño por cortante indicando que no existen errores, es decir que cumple por cortante.

	Pier Label	Station	Design Type	Shear Rebar m ² /m	Compressive Stress Left kgf/m ²	Compressive Stress Right kgf/m ²	Compressive Stress Limit Left kgf/m ²	Compressive Stress Limit Right kgf/m ²	C Depth Left m	C Limit Left m	C Depth Right m	C Limit Right m	Warnings	Errors
	PX1	Top	Simplified	0.00027	132715.3	162476.16	90000	90000	0.3738	1.77778	0.4272	1.77778	No Message	No Message
	PX1	Bottom	Simplified	0.00027	184111.61	211320.73	90000	90000	0.534	1.77778	0.534	1.77778	No Message	No Message
	PX2	Top	Simplified	0.00027	108639.84	107007.85	90000	90000	0.3204	1.77778	0.3204	1.77778	No Message	No Message
	PX2	Bottom	Simplified	0.00027	137291.22	128782.37	90000	90000	0.3738	1.77778	0.3738	1.77778	No Message	No Message
	PX2	Top	Simplified	0.00027	145215.82	184760.11	90000	90000	0.4272	1.77778	0.4806	1.77778	No Message	No Message
	PX2	Bottom	Simplified	0.00027	168008.69	179730.45	90000	90000	0.5874	1.77778	0.534	1.77778	No Message	No Message
	PX3	Top	Simplified	0.00027	123788.09	143176.72	90000	90000	0.3738	1.77778	0.3738	1.77778	No Message	No Message
	PX3	Bottom	Simplified	0.00027	161055.22	177524.68	90000	90000	0.4272	1.77778	0.4806	1.77778	No Message	No Message
	PY1	Top	Simplified	0.00027	139371.15	149928.19	90000	90000	0.3738	1.77778	0.4272	1.77778	No Message	No Message
	PY1	Bottom	Simplified	0.00027	166305.27	141901.56	90000	90000	0.4806	1.77778	0.4272	1.77778	No Message	No Message
	PY2	Top	Simplified	0.00027	0	209115.82	0	90000			0.3738	1.33333	No Message	No Message
	PY2	Bottom	Simplified	0.00022	201353.73	207712.39	90000	90000	0.4895	1.33333	0.445	1.33333	No Message	No Message

El análisis por flexión de los muros fuera del plano arroja la siguiente información.

