



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**DISEÑO SÍSMICO MEDIANTE UN MÉTODO DE DESPLAZAMIENTO PARA EL
CONTROL DE LA DERIVA MÁXIMA, APLICADO AL EDIFICIO ARCALAY EN
LA CIUDAD DE MANAGUA**

Para optar al título de ingeniero civil

Elaborado por

Br. David Lizandro Rojas Obando

Br. José Elías Mendoza Treminio

Tutor

MSc.Ing. Luis Manuel Padilla Larios

Managua, Agosto de 2018

Managua, 6 de agosto 2018

Doctor Ingeniero
Oscar Isaac Gutiérrez Somarriba
Decano
Facultad de Tecnología de la Construcción
Su Despacho

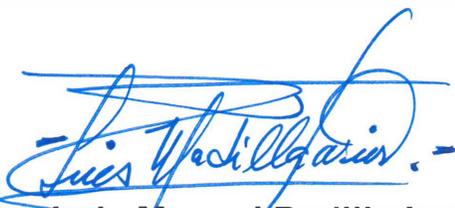
Estimado Dr. Gutiérrez:

Tengo el agrado de dirigirme a usted para informarle que los bachilleres David Lizandro Rojas Obando y José Elías Mendoza Treminio han finalizado su trabajo monográfico titulado **“Diseño sísmico mediante un método de desplazamiento para el control de la deriva máxima, aplicado al Edificio Arcalay en la ciudad de Managua”**. Después de efectuar las revisiones pertinentes, le informo que este trabajo cumple con las exigencias de la Facultad y se encuentra apto para ser presentado a consideración del jurado calificador en la fecha que usted estime conveniente.

No omito mencionarle la excelente labor de investigación efectuada por los sustentantes, así como el alto nivel de dedicación e independencia con que llevaron a cabo este trabajo monográfico.

Sin más a que hacer referencia, aprovecho la ocasión para desearle éxitos en su gestión al frente de la Facultad y le saludo.

Atentamente.


Ing. Luis Manuel Padilla Larios
Tutor

Cc: Bachilleres David Lizandro Rojas Obando y José Elías Mendoza Treminio
Archivo



Lider en Ciencia y Tecnología

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
DECANATURA

DEC-FTC-REF-No.102
Managua, Julio 17 del 2017

Bachilleres
DAVID LIZANDRO ROJAS OBANDO
JOSÉ ELÍAS MENDOZA TREMINIO
Su atención

Estimados Bachilleres:

Es de mi agrado informarles que el PROTOCOLO de su Tema **MONOGRAFICO**, titulado "**DISEÑO SISMICO MEDIANTE UN MÉTODO DE DESPLAZAMIENTO PARA EL CONTROL DE LA DERIVA MÁXIMA, APLICADO AL EDIFICIO ARCALAY EN LA CIUDAD DE MANAGUA**". Ha sido aprobado por esta Decanatura.

Asimismo les comunico estar totalmente de acuerdo, que el **Ing. Luis Padilla Laríos**, sea el tutor de su trabajo final.

La fecha límite, para que presenten concluido su documento, debidamente revisado por el tutor guía será el **18 de Enero del 2018**.

Esperando puntualidad en la entrega de la Tesis, me despido.

Atentamente,



Dr. Ing. Oscar Gutiérrez Somarriba
Decano

CC: Protocolo
Tutor
Archivo*Consecutivo
IJGG*Dara



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
DECANATURA

DEC.FTC.REF No. 013
Managua, 24 Enero del 2018.

Bachilleres
DAVID LIZANDRO ROJAS OBANDO
JOSÉ ELÍAS MENDOZA TREMINIO
Presentes

Estimados Bachilleres:

En atención a su carta de solicitud de **PRORROGA (DE 3 MESES)**, para efectuar la pre-defensa de su trabajo De **Monografía** titulado **“DISEÑO SISMICO MEDIANTE UN MÉTODO DE DESPLAZAMIENTO PARA EL CONTROL DE LA DERIVA MÁXIMA, APLICADO AL EDIFICIO ARCALAY EN LA CIUDAD DE MANAGUA”**. Esta Decanatura aprueba la misma considerando los problemas planteados en su comunicación.

Deberá presentar concluido su documento debidamente revisado por el tutor guía el **24 Abril del 2018**. Para la programación de su fecha de defensa.

Esperando de ustedes puntualidad en la entrega de su trabajo final, me despido.

Atentamente,


Dr. Ing. Oscar Gutiérrez Somarriba
Decano

CC: Tutor
Archivo-Consecutivo

DEDICATORIA Y AGRADECIMIENTO

José E. Mendoza;

A Dios, por ser el mejor de mis amigos, por fortalecer mi corazón e iluminar mi mente para continuar en la construcción de mis sueños y por haber puesto en mi camino a aquellas personas que han sido mi soporte y compañía durante todo el periodo de estudio.

A mis padres quienes son ejemplo, esfuerzo, dedicación y amor infinito me enseñan el verdadero significado de la vida y me muestran que los esfuerzos tienen siempre mayores recompensas.

Todo este trabajo ha sido posible gracias a mis familiares, amigos, profesores, y conocidos, personas maravillosas con las que hemos construido sueños e historias que vivirán y alimentarán para siempre mi mente y mi corazón.

David L. Rojas;

En primer lugar, quiero agradecer a Dios por haberme regalado la oportunidad de poder culminar mis estudios, por acompañarme y darme las fuerzas necesarias para sobrepasar todos los obstáculos y dificultades que se presentaron durante el recorrido de este largo trayecto.

A mis padres, por todo su amor, comprensión, apoyo permanente e incondicional, este estudio representa la culminación de una etapa en mi vida, una etapa que, sin su sacrificio nunca hubiese llegado a su fin.

Finalmente, a nuestro tutor, MSc.Ing. Luis Manuel Padilla Larios, profesores y a la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI), por todas las horas dedicadas, asesoramiento, y apoyo en todos los aspectos que, combinados dan como resultado este estudio. Gracias por apostar a la juventud y contribuir a nuestro desarrollo profesional.

RESUMEN EJECUTIVO

Este trabajo describe en forma detallada el procedimiento para desarrollar un análisis y diseño sísmico basado en desempeño. En particular, se utilizó un método de desplazamiento para el control de la deriva máxima y se aplicó al edificio ARCALAY, localizado en la ciudad de Managua.

El documento contiene el fundamento teórico del método de diseño sísmico utilizado, así como la memoria de cálculo y los aspectos técnicos considerados durante las etapas de análisis y diseño. Se utilizó el software ETABS versión 16.2.0 y se verificaron los resultados de forma manual. El documento está estructurado en dos grandes partes que guardan una secuencia lógica de análisis y diseño sísmico.

La primera parte se dedica al análisis detallado del comportamiento sísmico esperado del edificio, mediante la aplicación del método de análisis estático no lineal. Se determinó la respuesta máxima de la estructura por medio del Método del Espectro de Capacidad, según el ATC-40 (Applied Technology Council) y el FEMA 440 (Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures). Para la sollicitación sísmica se utilizó el espectro de respuesta elástica provisto en el Reglamento Nacional de Construcción (RNC-07).

La segunda parte se dedicó al análisis y diseño de un muro de corte del edificio en estudio. Por encontrarse el edificio en una ciudad con amenaza sísmica elevada, se utilizaron las disposiciones contenidas en el capítulo 18 del Código del ACI 318-14. El análisis se basó en determinar la eficiencia estructural, la cual se mide por la rigidez y ductilidad del muro, es decir, por su capacidad para disipar energía cuando la estructura incursiona en el rango inelástico.

Después de realizar el análisis estático no lineal de la estructura y determinar su punto de desempeño, se encontró que, en términos de daño esperado, la estructura sobrepasa el estado límite de seguridad de vida, pero está por debajo

del límite de prevención de colapso. Así, el comportamiento sísmico del edificio, para el nivel de daño esperado, mostró un comportamiento aceptable, ya que posee la capacidad suficiente para absorber la demanda de acciones internas que se generan en ella cuando se aplica la carga lateral. Asimismo, el edificio posee la capacidad necesaria para soportar grandes desplazamientos laterales provocados por fuertes aceleraciones sísmicas sin que ocurra el colapso, comportándose en óptimas condiciones para sismos de magnitud moderada.

Con relación al comportamiento sísmico de los muros de corte, se concluyó que su desempeño no es adecuado para resistir carga sísmica. Tanto el detallado del acero del cuerpo principal del muro como de sus elementos de borde no proveen una ductilidad adecuada, por lo que no son satisfactorios para los fines previstos. Así, a pesar de que el desempeño sísmico general de la estructura es adecuado, ésta podría presentar fallas locales provenientes de un comportamiento inadecuado de los muros de corte.

Finalmente, la investigación establece una guía detallada de procedimientos de análisis y diseño basados en desempeño sísmico, que podría ser de utilidad en la actualización y mejora del RNC-07 y de uso regular por estudiantes y profesionales de la Ingeniería Civil.

ÍNDICE

CAPÍTULO I. GENERALIDADES.....	1
1.1. INTRODUCCIÓN	1
1.2. ANTECEDENTES.....	3
1.3. JUSTIFICACIÓN	4
1.4. OBJETIVOS	5
1.4.1. Objetivo general	5
1.4.2. Objetivos específicos	5
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO.....	6
2.1. DESEMPEÑO SISMICO ESTRUCTURAL	6
2.1.1. Generalidades	6
2.1.2. Objetivos y niveles de desempeño según el ASCE 41-13	6
2.1.2.1. Objetivos de desempeño:	6
2.1.2.2. Niveles del desempeño de la estructura	8
2.2. ANÁLISIS SÍSMORRESISTENTE.....	11
2.2.1. Sistemas elásticos lineales.....	11
2.2.1.1. Análisis estático lineal.....	11
2.2.1.2. Análisis dinámico lineal.....	13
2.2.2. Sistemas inelásticos.....	20
2.2.2.1. Análisis estático no lineal.....	20
2.2.3. Elementos estructurales y no estructurales.....	31
2.2.4. Nodo de control	32
2.2.5. Modelo numérico adoptado.....	32
2.2.6. Efecto P- Δ	35
2.3. MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD (ATC-40).....	38
2.3.1. Componentes del método del espectro de capacidad.....	38
2.3.2. Curva de capacidad	39
2.3.2.1. Procedimiento para determinar la curva de capacidad:	39
2.3.2.2. Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad.....	40
2.3.2.3. Representación bilineal del espectro de capacidad	41
2.3.3. Espectro de demanda	43
2.3.3.1. Determinación del espectro de diseño según RNC-07 (Art.27)	43

2.3.3.2.	Espectro de demanda en formato ADRS.....	44
2.3.4.	Punto de desempeño (FEMA 440).....	44
2.3.4.1.	Intersección del espectro de capacidad y de demanda.....	45
2.3.4.2.	Linealización del sistema equivalente de un grado de libertad.....	46
2.3.4.3.	Procedimiento B (FEMA-440).....	48
2.3.5.	Sistema de varios grados de libertad (MDOF).....	51
2.3.6.	Umbral de daño.....	52
2.4.	MURO DE CORTE	53
2.4.1.	Cargas laterales y axiales.....	53
2.4.2.	Verificación de la esbeltez del muro.....	54
2.4.3.	Diseño por flexo-compresión. (ACI 318-14, sec.18.10.5).....	54
2.4.3.1.	Profundidad del eje neutro.....	55
2.4.3.2.	Elementos especiales de borde de los muros estructurales de concreto.....	56
2.4.3.3.	Refuerzo transversal para elementos especiales de borde.....	60
2.4.4.	Diseño por corte en el alma del muro.....	60
2.4.4.1.	Refuerzo requerido (ACI 318-14 sec.18.10.2.1).....	60
2.4.4.2.	Esfuerzo cortante máximo (ACI 318-14 sec. 18.10.4.4).....	60
2.4.4.3.	Separación máxima.....	61
2.4.4.4.	Esfuerzo requerido por cortante (ACI314-18, sec.18.10.2.1)....	61
2.4.4.5.	Demanda de corte por capacidad del muro.....	61
CAPÍTULO III: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO		
ARCALAY	62
3.1.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	62
3.1.1.	Definición geométrica.....	62
3.1.2.	Datos previos de cálculo.....	64
3.1.2.1.	Acciones permanentes: Cargas muertas.....	64
3.1.2.2.	Acciones variables: Cargas vivas.....	65
3.1.2.3.	Acciones accidentales: Cargas sísmicas.....	65
3.1.3.	Principales características del edificio y parámetros de diseño:.....	65
3.1.4.	Determinación de condiciones de regularidad.....	65
3.1.5.	Corrección por irregularidad.....	69
3.2.	CREACIÓN DEL MODELO COMPUTACIONAL	69

3.3. ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL	70
3.3.1. Curva de demanda sísmica.....	72
3.3.2. Espectro de demanda	74
3.3.3. Revisión de los cortantes basales	76
3.3.4. Revisión de los desplazamientos	76
3.3.4.1. Cálculo de desplazamientos en el estado límite de servicio	77
3.3.4.2. Cálculo de desplazamientos en el estado límite de colapso.....	77
3.4. PARÁMETROS NO LINEALES DE LOS MATERIALES.....	78
3.5. RÓTULAS PLÁSTICAS	79
3.6. CURVA DE CAPACIDAD.....	80
3.7. ESPECTRO DE CAPACIDAD.....	81
3.8. PUNTO DE DESEMPEÑO	84
3.9. NIVEL DE DAÑO.....	89
3.9.1. Verificación del desempeño sísmico del edificio	90
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE MUROS DE CORTE.....	93
4.1. Simplificaciones adoptadas para los datos iniciales	93
4.2. Verificación de la esbeltez del muro.	95
4.3. Diseño por flexo-compresión.	96
4.3.1. Estimación de la profundidad del eje neutro c.....	96
4.3.2. Verificación de la necesidad de colocar miembros de borde.....	97
4.3.3. Proyección vertical de los miembros de borde	98
4.3.4. Proyección horizontal de los miembros de borde.....	99
4.3.5. Ancho de los miembros de borde.....	99
4.3.6. Distribución del acero longitudinal en los bordes del muro	99
4.3.7. Acero de confinamiento.....	100
4.4. DISEÑO POR CORTE EN EL ALMA DEL MURO	101
4.4.1. Refuerzo requerido.....	101
4.4.1. Numero de capas de refuerzos	102
4.4.2. Capacidad a corte del muro	102
4.4.3. Demanda de corte por capacidad del muro.....	102
4.4.4. Separación del acero por corte	104
4.5. SECCION DISEÑADA.....	105
4.6. SECCION ANALIZADA.....	106

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	107
5.1. CONCLUSIONES.....	107
5.1.1. Evaluación del desempeño sísmico del edificio ARCALAY.....	107
5.1.2. Análisis y diseño del muro de cortante.....	108
5.2. RECOMENDACIONES.....	110
BIBLIOGRAFÍA.....	112
ANEXO.....	115

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Niveles de Desempeño.....	8
Figura 2. Movimiento en la base, SGL.....	15
Figura 3. Ecuación con movimiento en la base u_g , SGL.....	15
Figura 4. Equilibrio del sistema con movimiento en la base u_g .SGL	16
Figura 5. Curva de capacidad, identificación bilineal (a) y relación fuerza-deformación (b).....	23
Figura 6. Nodo para el control de derivas y desplazamientos.....	32
Figura 7. Diagrama momento-rotación (ASCE 41-13)	33
Figura 8. Curva de capacidad y sin efectos P- Δ	36
Figura 9. Importancia de los efectos P- Δ en la distorsión de entrepiso y sin efectos P- Δ	37
Figura 10. Representación de la curva de capacidad y desplazamiento, ATC-40.	41
Figura 11. Representación bilineal del espectro de capacidad, FEMA 440.	42
Figura 12. Espectro de diseño, RNC-07.	43
Figura 13. Espectro de demanda y capacidad en formato ADRS, FEMA 440.	45
Figura 14. Sistema equivalente de 1gdl.....	49
Figura 15. Aproximación de igual desplazamiento, FEMA-440.....	50
Figura 16. Determinación del desplazamiento, MADRS.	51
Figura 17. Geometría en elevación del edificio de 5 niveles	63
Figura 18. Geometría en planta del edificio de 5 niveles	64
Figura 19. Vista 3D edificio de 5 niveles	69
Figura 20. Espectro de Respuesta Elástico, RNC_07	74
Figura 21. Espectro de Respuesta Elástico, (ADRS).....	75
Figura 22. Sección transversal de la columna C-1, Eje 3-A, N1	79
Figura 23. Diagrama Momento-Rotación rótula plástica, C-1, Eje 3-A, N1	80
Figura 24. Curva de capacidad (Análisis Estático No Lineal).....	80
Figura 25. Espectro de capacidad _ (Análisis Estático No Lineal).....	83
Figura 26. Espectro de capacidad _ SGDL (Análisis Estático No Lineal)	84
Figura 27. Reducción del espectro de respuesta, β_{eff} (ADRS).....	87
Figura 28. Determinación del desplazamiento máximo “d_pi”	87
Figura 29. Punto de desempeño. FEMA 440 EL- (ETABS)	89
Figura 30. Nivel de daño en el punto de desempeño.....	89
Figura 31. Clasificación del nivel de daño en rotulas plásticas	90
Figura 32. Nivel de desempeño, AENL.....	91
Figura 33. Vista en Planta del edificio.	93
Figura 34. Vista en elevación del muro.	94
Figura 35. Esquema del muro y su diagrama de deformaciones simplificado. ...	96
Figura 36. Diagrama de iteración para el muro estudiado en el Nivel 1	103
Figura 37. Corte por capacidad.....	103
Figura 38. Despiece del muro diseñado en el Nivel 1	105
Figura 39. Despiece del muro analizado en el Nivel 1	106

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Niveles de peligrosidad sísmica.	7
Tabla 2. Matriz de desempeño.....	7
Tabla 3. Parámetros de modelado y criterios de aceptación, Vigas de concreto.	34
Tabla 4. Parámetros y criterios de aceptación, columnas de concreto.	34
Tabla 5. Umbrales de daño.....	52
Tabla 6. Masas por nivel, condición de regularidad del Arto. 23_RNC	67
Tabla 7. Rigidez al corte, condición de regularidad del Arto. 23_RNC	67
Tabla 8. Resistencia al corte, condición de regularidad del Arto. 23_RNC	68
Tabla 9. Excentricidad torsional, Arto. 23 RNC-07.....	68
Tabla 10. Valores del período y aceleración de la curva de demanda.....	73
Tabla 11. Valores de la aceleración y desplazamiento espectral, RNC-07	74
Tabla 12. Modos y periodos de vibración de la estructura.	75
Tabla 13. Revisión de los cortantes basales de la estructura.	76
Tabla 14. Distorsiones de entrepiso en condiciones de servicio.....	77
Tabla 15. Distorsiones de entrepiso en el estado límite de colapso	77
Tabla 16. Datos sobre la curva de capacidad	81
Tabla 17. Valores de la curva de capacidad	82
Tabla 18. Valores del espectro de capacidad	82
Tabla 19. Coordenadas espectrales de la aceleración	84
Tabla 20. Espectro de demanda reducido, β_{eff}	86
Tabla 21. Espectro de demanda Modificado, M.....	86
Tabla 22. Umbrales de desplazamiento (cm).....	91
Tabla 23. Datos del Muro.....	95
Tabla 24. Cargas actuantes en el Nivel 1	95
Tabla 25. Determinación de los valores límites de tanteo de c (Nivel 1).....	97
Tabla 26. Tanteo del eje neutro, c (Nivel 1)	97
Tabla 27. Acero colocado en cada borde del muro (Nivel 1)	100

CAPÍTULO I. GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

La ingeniería sísmica consiste, desde sus inicios, en asegurar que las edificaciones se comporten de manera apropiada durante los eventos sísmicos que pudieran presentarse durante su vida útil. En su tesis el Dr. Raúl D. Bertero (2004) “Diseño Sismorresistente Basado en el Performance” menciona: “los terremotos, son un tipo muy especial de evento natural, por ser eventos raros, de baja probabilidad de ocurrencia, cuyas consecuencias, cuando ellos acurren, son enormes en términos de destrucción y sufrimiento” (p.76).

El diseño directo basado en desplazamientos permite diseñar estructuras, en forma racional, para cualquier combinación de desempeño esperado y amenaza sísmica. El diseño basado en fuerzas utiliza factores de reducción de resistencia para controlar el daño de la estructura, presentando falencias que conducen a estructuras con vulnerabilidad variable.

En este documento se presentará el procedimiento detallado para cuantificar el desempeño sísmico del Edificio ARCALAY con base en métodos de desplazamientos. En particular, se hará uso del ASCE 41-13 (American Society of Civil Engineers) para modelar el comportamiento no lineal de la estructura la cual es una técnica eficiente para definir la capacidad, resistencia y deformación bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales. Adicionalmente, se determinará la respuesta máxima de la estructura por medio del Método del Espectro de Capacidad según el ATC-40 y el FEMA 440.

El análisis inelástico ayuda a demostrar cómo trabaja realmente el edificio, por medio de la identificación de los modos de fallas y el colapso progresivo.

En el contexto anterior, cobra relevancia realizar el análisis sísmico de un edificio con métodos de desplazamientos y luego evaluar su desempeño sísmico a través de la comparación de la máxima demanda de desplazamiento lateral de la

estructura con umbrales de desplazamiento asociados a diferentes estados límite. Asimismo, es importante proceder a realizar el dimensionamiento de la estructura utilizando los elementos mecánicos obtenidos en dicho análisis sísmico.

1.2. ANTECEDENTES

El Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) fue presentado por Priestley, M.J.N. (1993) y desde entonces ha estado en continuo desarrollo. DDBD fue incorporado a la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California, también conocido como el Libro Azul, SEAOC (2004), el cual presenta una guía de diseño sísmico basada en desempeño. Este enfoque se conoce en la actualidad como filosofía de Diseño Sísmico Basada en Desempeño, DSBD. El RNC-07, al igual que la mayoría de los códigos de diseño Sismorresistente del mundo, está basado en métodos de fuerzas, de acuerdo a Suarez V. (2006).

Los métodos basados en desempeño se están abriendo campo dentro del análisis Sismorresistente, entre ellos el DDBD, desarrollado por Priestley, et.al (2007). Este método ha sido desarrollado como una herramienta para el diseño sísmico de una estructura, basada en desempeño, y se fundamenta en el método de linealización equivalente, propuesto por Shibata y Sozen (1976).

En la actualidad, en Estados Unidos y Europa las nuevas provisiones sísmicas requieren que los ingenieros estructurales efectúen un análisis no lineal, el cual se puede realizar bajo modalidad dinámica o estática. De acuerdo con los procesos establecidos en este tipo de análisis, se aplica una carga lateral al modelo matemático, la cual se incrementa monotónicamente. Este procedimiento se desarrollará en el marco teórico.

1.3. JUSTIFICACIÓN

La probabilidad de ocurrencia de un sismo en Managua, con magnitud igual o superior al ocurrido en diciembre de 1972, pondrá a prueba la capacidad sísmica de cualquier edificio localizado en la capital, y en general de cualquier edificio localizado en la Zona del Pacífico de Nicaragua.

Ante este hecho, es relevante que todo edificio localizado en la Zona del Pacífico de Nicaragua posea un diseño sísmico elaborado con los procedimientos establecidos en los métodos modernos de ingeniería sismorresistente. Dichos métodos están basados en desempeño sísmico, y utilizan procedimientos estáticos no lineales, en los cuales se compara el desplazamiento lateral inelástico máximo con umbrales de desplazamiento lateral asociados a estados límites. Lo anterior tiene la ventaja no sólo de beneficiar el comportamiento de un edificio bajo acciones sísmicas, sino que también aporta un nivel razonable de seguridad ante cualquier evento sísmico, controlando así, daños, deformaciones y niveles de servicio.

En particular, los procedimientos sismorresistentes mencionados anteriormente, se aplicarán al Edificio ARCALAY, ubicado en Managua, el cual por su número de niveles y geometría se presta a un análisis exhaustivo como el que se propone en esta monografía.

Adicionalmente, se pretende establecer una guía de procedimientos basados en desempeño sísmico, que podría ser de utilidad en la actualización y mejora del Reglamento Nicaragüense de la Construcción (RNC - 07). Asimismo, se espera obtener una alternativa de diseño sismorresistente nacional, que pueda ser utilizada por estudiantes y profesionales de la Ingeniería Civil. Esto es especialmente relevante, dado que los métodos descritos en el actual RNC-07 sólo permiten analizar la capacidad de resistir fuerzas en la estructura sin incursionar en el rango inelástico.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo general

- Realizar el diseño sísmico del Edificio ARCALAY con base en un método de diseño basado en desplazamiento, para el control de la deriva máxima.

1.4.2. Objetivos específicos

- Verificar el desempeño sísmico del edificio para contrastar la demanda máxima de desplazamiento lateral de la estructura con umbrales de desplazamiento lateral asociados a diferentes estados límite.
- Determinar los elementos mecánicos de diseño de la estructura, para el análisis de sus componentes, mediante el método de análisis estático no lineal o Pushover, realizado en el software ETABS 2016 versión 16.2.0.
- Dimensionar los elementos estructurales resistentes del edificio (muro de corte) para la determinación de la eficiencia de los elementos de la superestructura aplicando procedimientos de diseño sísmico establecidos en el capítulo 18 del ACI 318-14.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. DESEMPEÑO SISMICO ESTRUCTURAL

2.1.1. Generalidades

El análisis y diseño estructural basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de esquemas apropiados de evaluación que permitan el dimensionado y detallado de los componentes estructurales y no estructurales, de manera que para un nivel de movimiento especificado y con diferentes niveles de confiabilidad, la estructura no debería ser dañada más allá de ciertos estado límites. En general, la idea básica del diseño por desempeño es diseñar una estructura que se desempeñará o comportará de una manera definida cuando esté sujeta a diversos escenarios de sismo.

A continuación, se entrará en detalle sobre los niveles y objetivos de desempeño tomando como referencia lo estipulado por el ASCE 41-13, norma en la cual se basa esta investigación.

2.1.2. Objetivos y niveles de desempeño según el ASCE 41-13

Esta norma se elaboró con dos objetivos principales. El primero consiste en fomentar la más amplia aplicación de las directrices para la evaluación sísmica de edificios, y el segundo es el de proporcionar una base para una norma nacional que promovería los enfoques y las tecnologías según la corriente principal de las prácticas de diseño y construcción en Estados Unidos.

2.1.2.1. Objetivos de desempeño:

De acuerdo con el ASCE 41-13, un objetivo de desempeño posee una o más metas. Cada meta consiste en un objetivo principal de desempeño para un nivel de peligrosidad sísmica. Estos objetivos serán considerados como: básicos (“basic”), mejorados (“enhanced”) y limitados (“limited”).

Tabla 1. Niveles de peligrosidad sísmica.

<i>Probabilidad de excedencia</i>	<i>Periodo de retorno promedio (años)</i>
50%/30 años	43
50%/50 años	72
20%/50 años	225
10%/50 años	475
5%/50 años	975
2%/50 años	2,475

Fuente: ASCE 41-13 (Tabla C2-1)

Los periodos se redondean a 45 75, 225, 500, 1000 y 2500 años de retorno respectivamente.

Tabla 2. Matriz de desempeño.

NIVELES DE PELIGRO SÍSMICO	Nivel de desempeño Operacional (1-A)	Nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de desempeño de Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de desempeño de Prevención del Colapso (5-D)
50%/50 AÑOS	a	b	c	d
BSE*-1E	e	f	g	h
20%/50 AÑOS				
BSE*-2E	i	j	k	l
5%/50 AÑOS				
BSE*-2N	m	n	o	p
(ASCE 7 MCE_R)				

Fuente: ASCE 41-13 (Tabla C2-2)

*Basic Safety Earthquake, (BSE).

NOTAS: cada celda en la matriz anterior representa un objetivo de desempeño discreto.

La matriz anterior se usa para representar los tres Objetivos de Desempeño específicos para un edificio estándar (definidos en la sección 2.2.1, 2.2.2, y 2.2.3 del ASCE 41-13), de la siguiente manera:

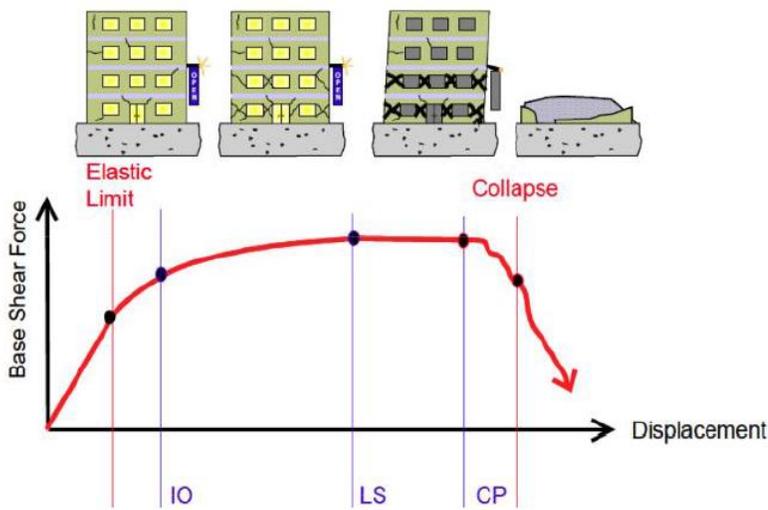
Objetivos de Desempeño básicos para edificios existentes	g, l
Objetivos mejorados	g, i, j, m, n, o, p l, e, f g, l, a, b k, m, n, o
Objetivos limitados	g, l c, d, e, f

2.1.2.2. Niveles del desempeño de la estructura

Los niveles de desempeño estructural para un edificio según ASCE 41-13, están constituidos por seis niveles discretos y dos intermedios.

Los niveles discretos son: Ocupación Inmediata (“Immediate Occupancy”, S-1), Control de daño (“Damage Control”, S-2), Seguridad de Vida (“Life Safety”, S-3), Seguridad Limitada (“Limited Safety”, S-4), Prevención del Colapso (“Collapse Prevention”, S-5), y No Considerado (“Not Considered”, S-6).

Figura 1. Niveles de Desempeño



Fuente: *Cálculo sísmico de estructuras convencionales, Alonso Rubén – sept. 2016*

Los rangos de desempeño estructural intermedio son: rango de seguridad mejorado y rango de seguridad reducido. Los criterios de aceptación de desempeño dentro de la estructura de seguridad mejorada, el rango de desempeño se obtendrá mediante la interpolación entre los criterios de aceptación previstos para Ocupación Inmediata y niveles de desempeño estructural de seguridad de vida.

Los criterios de aceptación dentro del rango de desempeño estructural de seguridad reducido se obtienen interpolando entre los criterios para los niveles de seguridad de vida y prevención de colapso.

En resumen, los niveles intermedios son: Control de Daños (“Damage Control Range”, S-2), y el de Seguridad Limitada (“Limited Safety Range”, S-4). Estos niveles pueden ser obtenidos por interpolación de los niveles aledaños.

- *Nivel de desempeño estructural, “Ocupación Inmediata” (S-1):* Es el nivel de desempeño estructural que se define como el estado de daño post-sismo, que sigue siendo seguro para la ocupación, conserva la resistencia y rigidez de la estructura antes del evento (muy poco daño estructural puede ocurrir, así como el riesgo de heridos es muy bajo).
- *Nivel de desempeño estructural de “Control de Daños” (S-2):* Se define como un rango continuo de daño entre los niveles de desempeño estructural S-3 (Seguridad de Vida) y el S-1 (Ocupación Inmediata). Puede ser deseable cuando se requiere minimizar el tiempo de reparación o interrupción de equipos valiosos, o preservar elementos históricos, cuando el costo para el nivel S-1 es excesivo.
- *Nivel de desempeño estructural de “Seguridad de Vida” (S-3):* Es el nivel de desempeño, que se define como el estado post-sismo que incluye daño estructural, pero conserva un margen contra el inicio de un parcial o total colapso. Algunos elementos estructurales pueden estar severamente dañados, pero no se ha dado lugar la caída de escombros dentro o fuera del edificio.

Puede haber heridos durante el sismo, pero el riesgo de lesiones mortales, como producto de un daño estructural se espera a que sea bajo. Se podría reparar la estructura, pero por razones económicas se considera que es una medida no práctica. Mientras el daño estructural no represente un inminente colapso, es prudente que se implementen medidas de reparación o la instalación de elementos temporales previos a la reocupación.

- *Nivel de desempeño estructural de “Seguridad Limitada” (S-4):* Es el nivel de desempeño estructural que se define como el rango continuo de daño, entre los niveles S-3 y S-5.
- *Nivel de desempeño estructural de “Prevención del Colapso” (S-5):* Es el nivel de desempeño estructural que incluye daños a los componentes estructurales, la estructura continúa soportando cargas de gravedad, pero no conserva un margen ante el colapso, el edificio está frente a un parcial o total colapso. El daño ha ocurrido incluyendo un significativo deterioro de la resistencia y rigidez del sistema resistente a fuerzas laterales, se presentan deformaciones laterales permanentes y en menor grado, la degradación en la capacidad vertical de soportar cargas. Se pueden presentar significativos riesgos de heridos como resultado de la caída de escombros. La estructura no es técnicamente reparable, ni es segura para su reocupación. Se podría producir el colapso ante una réplica.
- *Nivel de Desempeño Estructural de “No Considerado” (S-6):* En programas de rehabilitación que no se ocupan del desempeño estructural de un edificio, se puede indicar que tienen un nivel de desempeño No Considerado.

Nota: el nivel de desempeño operacional no se contempla en los niveles discretos ya que este es el nivel de desempeño relacionado a la funcionalidad. El daño a la estructura del edificio es limitado tal que la continuidad de ocupación no está en cuestión y cualquier reparación requerida es menor y puede ser llevado a cabo sin significativa molestia para los ocupantes. Similarmente, el daño a sistemas no estructurales y contenidos relacionados a la funcionalidad es menor y no compromete el funcionamiento del edificio.

2.2. ANÁLISIS SÍSMORRESISTENTE

Cuando se analiza una estructura basada en una respuesta esfuerzo-deformación, podemos observar dos tipos de comportamiento: uno lineal, en el cual una de las variables, en este caso la deformación, es proporcional a los esfuerzos que se están generando en la estructura, y otro comportamiento que se observa luego de que los materiales que la conforman alcanzan su estado de fluencia, el cual su comportamiento es no lineal ya que cuando se observa un aumento en el esfuerzo, la respuesta del desplazamientos que se generan en la estructura no son de forma proporcional. Estas metodologías de análisis sísmico son: el método lineal y el método no lineal, en los cuales se analizan estructuras que trabajan en el rango elástico e incursionan en el rango inelástico, respectivamente.

2.2.1. Sistemas elásticos lineales

Es importante conocer los tipos de análisis en el rango lineal, ya que la mayoría de los métodos en la actualidad utilizan este análisis por ser más accesible. Los métodos de análisis lineales se clasifican en dos grandes grupos: Análisis Estático Lineal y Análisis Dinámico Lineal

2.2.1.1. Análisis estático lineal

Cuando la estructura se modela como un sistema de un grado de libertad y con una rigidez lineal. La acción sísmica se modela mediante una distribución de fuerzas laterales equivalentes, las cuales son obtenidas mediante la distribución en altura del cortante basal y se determinan las fuerzas y desplazamientos internos de la estructura mediante un análisis estático lineal. En Chopra (2014), se demuestra que el análisis estático de un edificio sometido a las fuerzas laterales f_n , proporcionará el mismo valor de r_n , el valor máximo de la respuesta del n -ésimo modo $r_n(t)$, luego:

$$f_n = s_n A_n = \Gamma_n m \Phi_n A_n \quad (\text{Ec. 1})$$

Donde f_n es el vector de fuerzas f_{jn} en los diferentes niveles, $j = 1, 2, \dots, N$; $A_n = A(T_n, \zeta_n)$, la ordenada del espectro de pseudo-aceleración correspondiente al período de vibración natural T_n y a la fracción de amortiguamiento ζ_n del n-ésimo modo; s_n es la contribución del n-ésimo modo; m es la matriz de masa del sistema; Φ_n son los modos naturales de vibración y el coeficiente Γ_n puede deducirse como el cociente de L_n entre M_n .

En el capítulo 20 de Chopra (2014), esta respuesta modal máxima puede obtenerse por medio de un análisis estático lineal de la estructura sometida a fuerzas laterales que aumentan progresivamente con una distribución que no varía al cambiar la altura:

$$s_n^* = m\Phi_n \quad (\text{Ec. 2})$$

empujando a la estructura hasta el desplazamiento de techo, u_m (el subíndice r indica techo o “roof”), el valor máximo del desplazamiento del techo debido al n-ésimo modo, está dado por.

$$u_{rn} = \Gamma_n \Phi_{rn} D_n \quad (\text{Ec. 3})$$

Donde $D_n = D(T_n, \zeta_n)$ es la ordenada del espectro de respuesta de deformación correspondiente al período T_n y a la fracción de amortiguamiento ζ_n del n-ésimo modo.

2.2.2.1.1. Período fundamental, ASCE 7-10.

El período fundamental de una estructura, T , en la dirección bajo consideración debe estar establecido usando las propiedades de la estructura y características de deformación de los elementos resistentes en un análisis propiamente fundamentado. El período fundamental, T , no debe exceder el producto del coeficiente de límite superior del período calculado (C_u) de la tabla 12.8-1, ASCE-7-10 (ver Anexo D13) y del período fundamental aproximado, T_a , determinado con la ecuación 4, como alternativa para realizar el análisis para determinar el período

fundamental, T , está permitido el uso del periodo aproximado de la edificación, T_a , calculado en concordancia con lo siguiente.

- **Período fundamental aproximado**

El periodo fundamental aproximado (T_a), en, s, debe estar determinado con la siguiente ecuación;

$$T_{a,x} = C_t h_n^x \quad (\text{Ec.4})$$

Donde:

h_n = Altura de la estructura

C_t y x están determinadas en la tabla 12.8-2, ASCE-7-10 (ver Anexo D.14)

- **Límite superior del período de vibración**

$$T_{max} = C_u * T_a \quad (\text{Ec.5})$$

Donde:

C_u : están determinadas en la tabla 12.8-1, ASCE-7-10 (ver Anexo D.13)

2.2.1.2. Análisis dinámico lineal

El método general de cálculo dinámico lineal es el denominado “Análisis Modal Espectral” o “Método de los espectros de respuestas elástica” y es un método implementado en la totalidad de las normas sísmicas mundiales, de acuerdo a Alonso R. (2016). En este método la estructura se modela como un sistema de varios grados de libertad mediante una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento. La acción sísmica se modela realizando un análisis modal espectral o un análisis tiempo historia.

2.2.1.2.1. Análisis dinámico modal espectral

Es un análisis dinámico elástico de la estructura, que utiliza la respuesta dinámica pico de todos los modos que tengan una contribución significativa en la respuesta estructural total. Las respuestas modales pico son calculadas usando las

ordenadas de la curva del espectro de respuesta apropiado que correspondan a los periodos modales. Los requisitos para que todos los modos significativos sean incluidos se pueden satisfacer, comprobando que, dentro de los modos considerados, al menos el 90 por ciento de la masa participante de la estructura está incluida en los cálculos, según el artículo 33 del RNC-07.

El método del análisis modal espectral es una particularización para el caso de acción sísmica del método de superposición modal. Con los resultados del análisis modal se determinan datos relevantes para la evaluación estructural, tales como los períodos para los diferentes modos de vibración, los desplazamientos modales y la distribución de fuerzas y cortantes por modo, para el período fundamental del edificio, para esto es necesario resolver la siguiente ecuación diferencial que gobierna el equilibrio dinámico de la estructura:

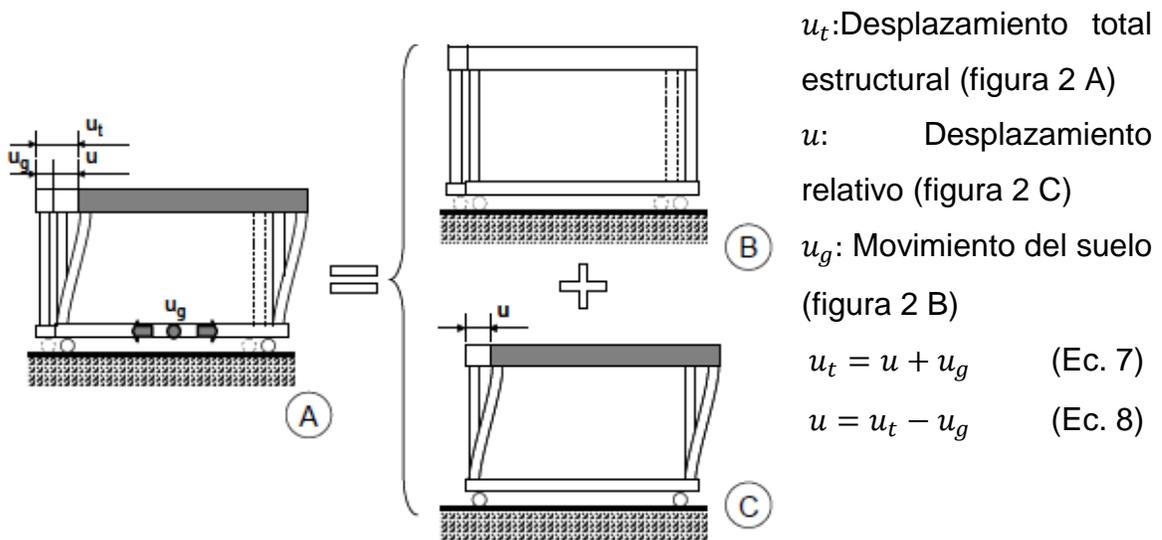
$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F \quad (\text{Ec. 6})$$

Donde:

- u es el vector respuesta de desplazamiento de la estructura. Se denomina como u por simplificación de $u(t)$.
- M es la matriz de masas de la estructura.
- K es la matriz de rigidez de la estructura.
- C es la matriz de Amortiguamiento de la estructura.
- F es el vector de fuerzas actuantes sobre el sistema. Se denota como F por simplificación de $F(t)$.

De acuerdo con Álvarez, Días-pavón, y Rodríguez (2014), en el caso particular de un movimiento en la base u_g , correspondiente a un terremoto, los desplazamientos que se definen en la estructura, suponiendo esta de 1 grado de libertad, son los siguientes:

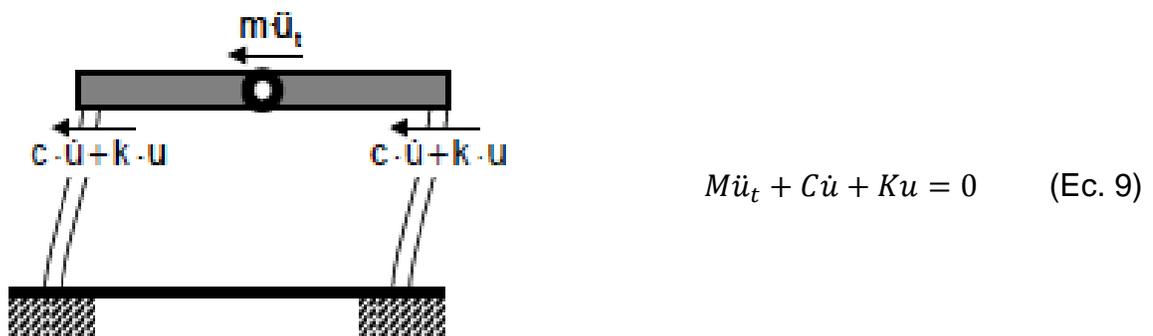
Figura 2. Movimiento en la base, SGL.



Fuente: *El terremoto de Lorca. Efecto en los edificios, Álvarez et al. 2014.*

Para el caso de un movimiento en la base u_g , la ecuación de equilibrio del sistema es la siguiente:

Figura 3. Ecuación con movimiento en la base u_g , SGL



Fuente: *El terremoto de Lorca. Efecto en los edificios, Álvarez et al. 2014*

Sustituyendo la segunda derivada de la expresión (5) en (7) se obtiene:

$$M(\ddot{u}_g + \ddot{u}) + C\dot{u} + Ku = 0 \quad (\text{Ec. 10})$$

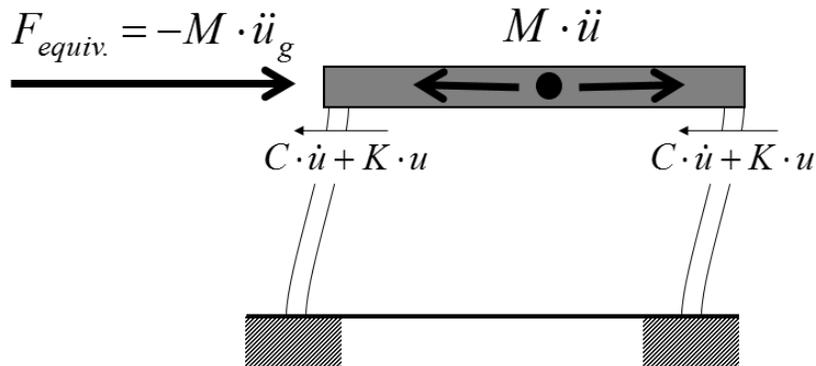
Operando la ecuación (10), se llega a la ecuación diferencial de la dinámica que gobierna el movimiento de la estructura en la base (terremoto):

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{u}_g \quad (\text{Ec. 11})$$

El segundo miembro de la ecuación (11) es una fuerza equivalente $F_{equiv} = -M\ddot{u}_g$, variable en el tiempo y dinámica.

Las fuerzas que representan el equilibrio del sistema se ilustran en la figura 4:

Figura 4. Equilibrio del sistema con movimiento en la base u_g .SGL



Fuente: *El terremoto de Lorca. Efecto en los edificios, Álvarez et al. 2014*

Finalmente, incluyendo el vector de arrastre J en la ecuación (11), se obtiene la siguiente ecuación de equilibrio dinámico para un sistema de n grados de libertad:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -MJ\ddot{u}_g \quad (\text{Ec.12})$$

El vector de arrastre J se define como un vector que indica los grados de libertad afectados como sólido rígido por el movimiento del suelo, es decir, representa el campo de desplazamiento en los grados de libertad al imponer un movimiento en la base en una dirección. Generalmente es un vector formado por unos y ceros.

Al desarrollar la ecuación diferencial (12), se obtienen n ecuaciones diferenciales acopladas (tantas como grados de libertad tiene el sistema). Mediante el método de superposición modal se desacoplan las ecuaciones diferenciales de tal manera que se convierte el sistema de n ecuaciones diferenciales acopladas en un sistema de n ecuaciones desacopladas de 1 grado de libertad que se pueden resolver cada una de ellas de forma independientes. Este proceso se denomina descomposición modal.

Para ello, en primer lugar, y una vez conocidas las matrices de masa M y rigidez K del sistema, es necesario calcular las frecuencias propias y los modos de vibración ϕ los cuales se obtienen resolviendo un problema de autovectores y autovalores al imponer la siguiente condición:

$$|K - \omega^2 \cdot M| = 0 \quad (\text{Ec.13})$$

A continuación, una vez obtenidos los modos de vibración del sistema, se realiza un cambio de base a los modos de vibración ϕ para aprovechar las propiedades de ortogonalidad de los mismos respecto a las matrices K y M. El proceso consiste en sustituir el desplazamiento u, la velocidad \dot{u} y la aceleración \ddot{u} del sistema de ecuaciones diferenciales por el producto de la nueva coordenada modal x, y sus derivadas con respecto al tiempo, por el correspondiente modo de vibración ϕ , es decir, se realiza el siguiente cambio de base:

$$u = \phi \cdot x, \quad \dot{u} = \phi \cdot \dot{x}, \quad \ddot{u} = \phi \cdot \ddot{x} \quad (\text{Ec.14})$$

Sustituyendo (14) en (12) y premultiplicando cada término de la ecuación por el vector transpuesto del modo de vibración ϕ^T se llega a:

$$\phi^T M \phi \cdot \ddot{x} + \phi^T C \phi \cdot \dot{x} + \phi^T K \phi \cdot x = -\phi^T M J \ddot{u}_g \quad (\text{Ec.15})$$

Dividiendo todos los términos de la ecuación (15) por $\phi_n^T \cdot M \cdot \phi_n$ se obtiene:

$$\ddot{x}_n + 2\zeta\omega_n\dot{x}_n + \omega_n^2 x_n = -\frac{\phi_n^T M J}{\phi_n^T M \phi_n} \ddot{u}_g \quad (\text{Ec.16})$$

Dónde: Frecuencia angular del sistema o frecuencia natural del sistema $\omega^2 = \frac{K}{M}$

Fracción del coeficiente de amortiguamiento critico $\zeta = \frac{C}{2M\omega}$

- ϕ_n^T modo de vibración en el modo n.
- x_n coordenada modal en el modo n.
- ζ es el amortiguamiento en el modo n correspondiente.
- ω_n es la frecuencia natural en el modo n.

Al término $\frac{\phi_n^T M J}{\phi_n^T M \phi_n}$ se le denomina factor de participación modal Γ_n y representa la contribución del terremoto a cada modo de vibración.

$$\Gamma_n = \frac{\phi_n^T M J}{\phi_n^T M \phi_n} \quad (\text{Ec.17})$$

Por lo tanto, la ecuación de equilibrio final para n grados de libertad queda de la siguiente manera:

$$\ddot{x}_n + 2\zeta\omega_n\dot{x}_n + \omega^2 x_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g \quad (\text{Ec.18})$$

La ecuación (18) representa la ecuación diferencial desacoplada para cada modo de vibración la cual se puede resolver de forma independiente mediante los diferentes métodos existentes para obtener la respuesta de un sistema de 1 grado de libertad. Sin embargo, en el método de análisis modal espectral, la solución a la ecuación (18) se obtiene a partir de los espectros de respuesta, obteniéndose de esta manera una aproximación a la respuesta máxima x_{max} en cada modo de vibración. El proceso para obtener la respuesta máxima x_{max} en cada modo es el siguiente.

1. Calcular el periodo T_n en cada modo de vibración.
2. Calcular el espectro de respuesta de cálculo de aceleraciones obtenido a partir de:
 - Valor de PGA (Peak Ground Acceleration) de la localidad donde se sitúa la estructura.
 - Tipo de suelo del emplazamiento.
 - Amortiguamiento de la estructura.
 - Aplicar al espectro de respuesta la reducción correspondiente al factor de comportamiento q.
3. Entrar con el periodo T_n en el espectro de respuesta para obtener el valor de la aceleración $S_a(T_n)$ la cual se divide por la frecuencia propia al

cuadrado ω^2_n para obtener el desplazamiento espectral $S_d(T_n)$ y se multiplica por el factor de participación Γ_n .

En definitiva, para cada modo de vibración n, la respuesta máxima en coordenadas modales es:

$$x_{max} = \Gamma_n \cdot S_d(T_n) = \Gamma_n \cdot \frac{S_d(T_n)}{\omega^2_n} \quad (\text{Ec.19})$$

Finalmente se realiza nuevamente el cambio de base de coordenadas modales a coordenadas físicas o geométricas obteniéndose así los desplazamientos finales para cada grado de libertad:

$$u_{max(modon)} = \phi_n \cdot x_{max} = \phi_n \cdot \Gamma_n \cdot S_d(T_n) = \phi_n \cdot \Gamma_n \cdot \frac{S_d(T_n)}{\omega^2_n} \quad (\text{Ec.20})$$

Por lo tanto, se obtienen los valores máximos de desplazamientos u_{max} para cada grado de libertad y para cada modo de vibración n.

Hay que destacar que mientras en el método de superposición modal, una vez obtenidos las respuestas en cada modo de vibración, estas se superponen obteniéndose con ello la respuesta total de la estructura en cada instante de tiempo, en el método de análisis modal espectral no se obtienen la respuesta en cada instante del tiempo, sino la respuesta máxima $u_{max(modon)}$. Posteriormente, como las respuestas máximas en cada modo no se dan todas en cada instante, una vez obtenidas las respuestas máximas en cada modo de vibración se combinan mediante unas reglas aproximadas (reglas físicas y/o probabilidades) que permiten hacer una estimación de la respuesta máxima total.

Una de las reglas de combinación más usadas es la regla SRSS o regla de la combinación cuadrada y que se define como sigue:

$$u_{max(total)} = \sqrt{\sum_{n=1}^n u_{max(modon)}^2} \quad (\text{Ec. 21})$$

Esta regla de combinación arroja buenos resultados cuando los modos están desacoplados lo cual se cumpliría si las frecuencias de los modos tienen más de un 10% de diferencia.

Otras expresiones que se deducen en el análisis modal espectral son:

- Fuerzas máximas equivalentes en cada modo de vibración

$$F_{max\ Equivalente\ modo\ n} = M \cdot \phi_n \cdot \Gamma_n \cdot S_a(T_n) \quad (Ec.22)$$

- Masa total:

$$M_{total} = J^T \cdot M \cdot J \quad (Ec.23)$$

- Porcentaje (%) de masa movilizada en cada modo n:

$$\alpha_n = \frac{\Gamma_n^2 \cdot \phi_n^T \cdot M \cdot \phi_n}{J^T \cdot M \cdot J} \quad (Ec.24)$$

- Cortante basal en cada modo de vibración:

$$V_{total\ modo\ n} = \phi_n^T \cdot M \cdot \phi_n \cdot \Gamma_n^2 \cdot S_a(T_n) \quad (Ec.25)$$

2.2.2. Sistemas inelásticos

De la misma manera que el análisis lineal, el análisis no lineal tiene dos modalidades: Análisis Estático no Lineal y Análisis Dinámico no Lineal. Éste último se modela de forma similar al primero, sin embargo, la principal diferencia es que la acción sísmica se modela con acelerogramas reales. Este proceso es más sofisticado para predecir las fuerzas y desplazamientos internos de la estructura.

2.2.2.1. Análisis estático no lineal

En palabras de Marte (2014, p.23), “En este método de análisis, las funciones de fuerzas, expresadas tanto en términos de fuerzas horizontales o desplazamientos, son aplicadas a un sistema estructural resistente a acción lateral. Fuerzas estáticas o desplazamientos son distribuidos a lo largo de toda la altura de la estructura como forma de simular las fuerzas de inercia o sus efectos. Las funciones de fuerzas son incrementadas en intensidad y el análisis Pushover termina con la última capacidad correspondiente al estado límite o estado de daño de prevención de colapso”.

Estas funciones de fuerzas corresponden a uno o más formas de modo de vibración. Si el patrón de función de fuerza (cargas o desplazamiento) se mantiene constante a través del análisis, la metodología se refiere al Pushover convencional. Si el patrón de función de fuerza cambia de acuerdo con las formas de modo de vibración de la estructura en el rango inelástico, el método se refiere al Pushover adaptativo, de acuerdo a Marte (2014).

Con el gran desarrollo informático de la última década del siglo XX, los investigadores empezaron a estudiar el análisis pushover de forma exhaustiva y realizaron cuestionamientos al procedimiento establecido. En particular, Chopra y Goel (2002) observaron que, en estructuras irregulares, la aplicación de cargas laterales en función del primer modo de vibración no es adecuada y en su lugar recomendaron su aplicación con base en todos los modos de vibración. Esto dio origen al análisis pushover, en modalidad multimodal.

2.2.2.1.2. Pushover convencional

Consiste en la aplicación monotónica y creciente de un patrón de cargas laterales constantes definidas al inicio del análisis sobre la estructura. La suposición básica de este método es que la estructura vibra como un sistema de un grado de libertad. Este método puede resultar ineficiente si se estudian estructuras altas o asimétricas en planta y/o en elevación. En las estructuras altas y en las asimétricas los modos superiores influyen en la respuesta global (Peralta, 2012). Así mismo, en el FEMA 356, (sección 2.4.2), el análisis estático no lineal debe ser permitido para estructuras en las cuales el efecto de los modos superiores no es significativo. Si fueran significativos, el procedimiento no lineal estático se debe acompañar de un procedimiento dinámico lineal complementario.

De acuerdo a **Chopra (2014)**, “La respuesta máxima r_n del sistema inelástico a $p_{ef,n}(t)$ también se determina mediante un análisis pushover, que es un análisis estático no lineal, de la estructura sometida a fuerzas laterales distribuidas en la altura del edificio de acuerdo con s_n^* (ecuación 2), donde las fuerzas aumentan para empujar (push) la estructura hasta el desplazamiento de techo u_m .”

Este valor del desplazamiento del techo también se determina a partir de la ecuación 3, pero D_n es ahora la deformación máxima del n-ésimo modo del sistema inelástico de 1 grado de libertad (en vez del n-ésimo modo del sistema elástico de 1 grado de libertad), la cual se determina al resolver la ecuación (Ec. 27) para $D_n(t)$. En este desplazamiento de techo, los resultados del análisis estático no lineal proporcionan una estimación del valor máximo r_n de la cantidad de respuesta $r_n(t)$: desplazamientos de nivel, distorsiones de entrepiso y otras cantidades de deformación.

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n\omega_n\dot{D}_n + \omega_n^2 D_n = -\ddot{u}_g(t) \quad (\text{Ec. 26})$$

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n\omega_n\dot{D}_n + \frac{F_{sn}}{L_n} = -\ddot{u}_g(t) \quad (\text{Ec. 27})$$

El análisis estático no lineal usando la distribución de fuerza s_n^* conduce a la curva de capacidad del n-ésimo modo, una gráfica de la fuerza cortante basal V_{bn} contra el desplazamiento del techo u_{rn} . A partir de la curva de capacidad del n-ésimo modo se obtiene la curva de fuerza-deformación ($F_{sn}/L_n - D_n$) para el n-ésimo modo del sistema inelástico de 1 grado de libertad, que se requiere en la ecuación (Ec. 27). Las fuerzas y los desplazamientos en los dos conjuntos de curvas se relacionan de la siguiente manera:

$$\frac{F_{sn}}{L_n} = \frac{V_{bn}}{M_n^*} \quad D_n = \frac{u_{rn}}{\Gamma_n\Phi_{rn}} \quad (\text{Ec. 28})$$

Donde: $M_n^* = L_n\Gamma_n$ es la masa modal efectiva.

En la figura 5 se muestra la curva de capacidad del n-ésimo modo y su idealización bilineal; en el punto de cedencia la fuerza cortante basal es V_{bny} y el desplazamiento del techo es u_{my} . Los dos están relacionados a través de:

$$\frac{F_{sn}}{L_n} = \omega_n^2 D_{ny} \quad (\text{Ec. 29})$$

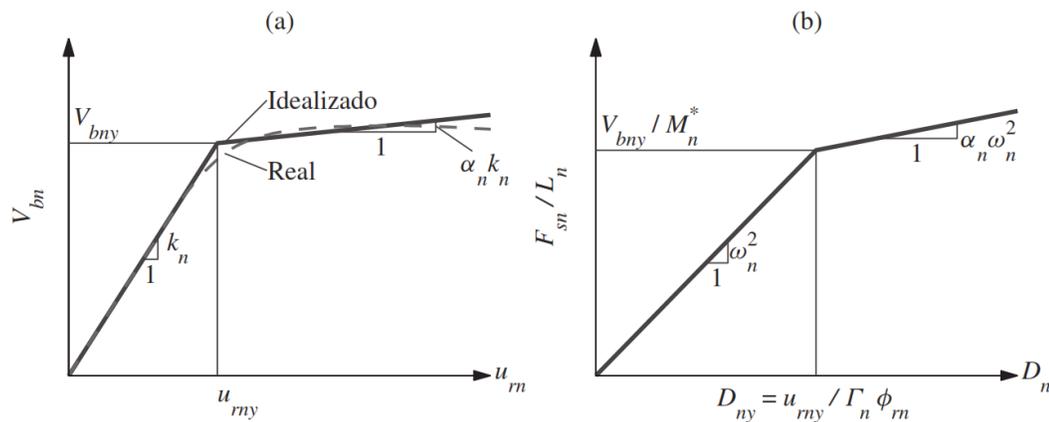
Tal como debía ser, la pendiente inicial de la curva $F_{sn}/L_n - D_n$ es igual a ω_n^2 , lo que implica su coincidencia con la relación fuerza-deformación para el sistema lineal en la ecuación (Ec.26). Al conocer F_{sn}/L_n y D_n a partir la curva de capacidad

y la ecuación (Ec.28), el período de vibración elástica inicial T_n del n-ésimo modo del sistema inelástico de 1GDL se calcula a partir de

$$T_n = 2\pi \left(\frac{L_n D_{ny}}{F_{sny}} \right)^{1/2} \quad (\text{Ec.30})$$

Este valor de T_n , que puede diferir del período del sistema lineal correspondiente determinado al resolver el problema de valor característico, debe utilizarse en la ecuación (Ec.28).

Figura 5. Curva de capacidad, identificación bilineal (a) y relación fuerza-deformación (b)



Fuente: Capítulo 20, Chopra (2014).

El valor r_n de la respuesta determinado mediante el análisis Pushover es una estimación del valor máximo de la respuesta $r_n(t)$ de la estructura inelástica a $p_{ef,n}(t)$, pero no es idéntica a otra estimación determinada mediante el análisis de la historia de la respuesta modal desacoplada. Como se mencionó anteriormente, la r_n determinada mediante el análisis pushover de un sistema elástico lineal es el valor máximo exacto de $r_n(t)$, la contribución del n-ésimo modo a la respuesta $r(t)$. Por lo tanto, se hace referencia a r_n como la respuesta modal máxima incluso en el caso de los sistemas inelásticos.

Sin embargo, para los sistemas inelásticos, las dos estimaciones (modal desacoplada y Pushover modal) de la respuesta modal máxima son tanto

aproximadas como diferentes entre sí; la única excepción es el desplazamiento del techo, puesto que se hace coincidir de manera deliberada en los dos análisis. Las dos estimaciones difieren porque los análisis subyacentes implican diferentes supuestos.

El análisis modal desacoplado se basa en la aproximación contenida en la segunda mitad de la ecuación (Ec.31), que se evita en el análisis Pushover modal porque los desplazamientos de nivel, las distorsiones de entrepiso y las otras cantidades de deformación se determinan mediante un análisis estático no lineal utilizando la distribución de fuerza s_n^* . Como resultado, los desplazamientos de nivel del sistema inelástico ya no son proporcionales a la forma del n-ésimo modo, en contraste con la segunda mitad de la ecuación (Ec.31).

$$u_n(t) = \sum_{r=1}^N \phi_r q_r(t) \sim \phi_n q_n(t) \quad (\text{Ec. 31})$$

En este sentido, el procedimiento Pushover modal representa de mejor manera el comportamiento no lineal de una estructura, en comparación al análisis de la historia de la respuesta modal desacoplada.

Sin embargo, el procedimiento Pushover modal contiene una fuente diferente de aproximación, que no existe en el análisis modal desacoplado. Las respuestas modales máximas r_n , cada una determinada mediante un análisis estático no lineal, se combinan por medio de una regla de combinación modal, al igual que en el análisis del espectro de respuesta de los sistemas elásticos lineales. Esta aplicación de las reglas de combinación modal en los sistemas inelásticos carece de una base teórica rigurosa, pero parece razonable, porque los modos sólo están débilmente acoplados.

2.2.2.1.3. Procedimiento para desarrollar un análisis pushover modal en una estructura de acuerdo con Chopra (2014).

Las demandas de deformación sísmica (los desplazamientos de nivel, las distorsiones de entrepiso y las rotaciones de las articulaciones plásticas) para un edificio de varios niveles con planta simétrica sometido a un movimiento sísmico del terreno a lo largo de un eje de simetría pueden estimarse mediante el procedimiento Pushover Modal, cuyos pasos se resumen a continuación, de acuerdo a Chopra (2014),

1. Calcular las frecuencias, ω_n , y modos, Φ_n , naturales para la vibración elástica lineal del edificio.
2. Para el n-ésimo modo, desarrollar la curva de capacidad del cortante basal contra el desplazamiento del techo, $V_{bn} - u_{rn}$, mediante el análisis estático no lineal del edificio usando la distribución de fuerza lateral, s_n^* (Ec. 1 y fig. 2). Las cargas iniciales de gravedad (muertas y vivas) se aplican antes que las fuerzas laterales, provocando el desplazamiento lateral del techo u_{rg} .
3. Convertir la curva de capacidad $V_{bn} - u_{rn}$ en la relación fuerza-deformación, $F_{sn}/L_n - D_n$, para el n-ésimo modo del sistema inelástico de 1GDL, utilizando la ecuación (Ec.29).
4. Idealizar la relación fuerza-deformación para el n-ésimo modo del sistema de 1GDL como una curva bilineal o trilineal, según sea adecuado, o mediante idealizaciones más sofisticadas. A partir de esta curva de carga inicial, defina las ramas de descarga y carga apropiadas para el sistema estructural y el material.
5. Calcular deformación máxima D_n del n-ésimo modo del sistema inelástico de 1GDL, definido por la relación fuerza-deformación histerética que se desarrolló en el paso 4 y la fracción de amortiguamiento ζ_n . Calcular el período de vibración elástico inicial (Ec. 30) y estimar la fracción de amortiguamiento. Para este sistema

de 1GDL, D_n se determina por el análisis riguroso no lineal (es decir, mediante la resolución de la ecuación (Ec. 27)).

6. Calcular el desplazamiento máximo u_{rn} del techo, asociado con el n-ésimo modo del sistema inelástico de 1GDL, a partir de la ecuación (Ec.3).

7. De acuerdo con la base de datos del análisis Pushover (punto 2), extraer los valores de las respuestas deseada r debido a los efectos combinados de la gravedad y las cargas laterales del desplazamiento de techo iguales a $u_{rn} + u_{rg}$.

8. Repetir los pasos 3 a 7 para tantos modos como sea necesario a fin de obtener una precisión suficiente.

9. Calcular la respuesta dinámica debido al n-ésimo modo: $r_n = u_{r+n} - r_g$ donde r_g es la contribución de las cargas de gravedad.

10. Determinar la respuesta dinámica total r_d mediante la combinación de las respuestas modales máximas utilizando una regla de combinación modal adecuada.

11. Determinar la demanda sísmica total mediante la combinación de la respuesta inicial debida a las cargas de gravedad y la respuesta dinámica máxima:

$$r \sim \max(r_g \pm r_d) \quad (\text{Ec.32})$$

Los desplazamientos de nivel y las distorsiones de entrepiso totales se estiman mediante la combinación de los valores obtenidos a partir del análisis de las cargas de gravedad y el análisis Pushover modal (pasos 10 y 11).

2.2.2.1.2.1. Extensión del análisis pushover modal

El procedimiento de análisis Pushover modal, que en las secciones anteriores estuvo restringido a los edificios de planta simétrica, se ha extendido a los edificios de planta asimétrica, los cuales responden en movimientos acoplados lateral-torsional durante los sismos. Esta extensión se basa en el desarrollo anterior de los procedimientos modales riguroso y del espectro de respuesta para el análisis lineal de edificios con planta asimétrica. La distribución de fuerzas utilizada en el análisis Pushover de cada “modo” incluye ahora dos fuerzas laterales y un par de torsión en cada nivel, y las demandas modales se combinan mediante la regla CQC, en vez de la regla SRSS, para obtener una estimación de la demanda sísmica total.

2.2.2.1.4. Análisis pushover adaptativo

El Pushover Adaptativo es un método por el cual los posibles cambios de distribución de fuerzas de inercia pueden tomarse en cuenta durante un análisis estático. De esa manera, responde al principal inconveniente del Pushover Convencional, donde una constante de función de fuerza tiene que ser usada. El patrón invariante de tiempo de fuerzas horizontales y desplazamientos usados en el Pushover Convencional puede no reflejar adecuadamente las características de respuesta inelástica de la estructura (Elnashai A. S., 2002). Diversos intentos en adaptar la distribución de fuerza a los estados de inelasticidad son provistos en la literatura ej. (Bracci, Kunnath, & Reinhorn., 1997.)

2.2.2.1.3.1. Procedimiento para desarrollar un pushover adaptativo en una estructura:

Las demandas de deformación sísmica (los desplazamientos de nivel, las distorsiones de entrepiso y las rotaciones de las articulaciones plásticas) para un edificio de varios niveles con planta asimétrica sometido a un movimiento sísmico

del terreno, pueden estimarse mediante el procedimiento Pushover Adaptativo, cuyos pasos se resumen a continuación:

1) Aplicar las cargas gravitatorias en un solo paso.

2) Realizar un análisis de autovalores de la estructura con la rigidez con que se encuentre en ese momento. La rigidez elástica puede ser empleada para el paso inicial. Se calculan los autovalores y autovectores.

3) Determinar los factores de participación modal para i-ésimo modo usando las expresiones siguientes:

$$\Gamma_i = \frac{L_i}{M_i} \quad (\text{Ec.33})$$

$$L_i = \Phi_i^t \underline{M} I \quad (\text{Ec.34})$$

$$\widetilde{M}_i = \Phi_i^t \underline{M} \Phi_i \quad (\text{Ec.35})$$

Donde Γ_i es el factor de participación modal, el cual provee una medida del nivel para el cual el i-ésimo modo participa en la respuesta dinámica global; \widetilde{M}_i la masa generalizada; \underline{M} la matriz de masa; I es un vector de influencia, este es la i-ésima componente que representa la aceleración en el i-ésimo grado de libertad correspondiente a los desplazamientos horizontales en el piso, I es un vector unidad; Φ_i el modo de vibración i .

4) Computar las fuerzas de entrepiso modal en cada nivel de piso para los N modos considerados para satisfacer el porcentaje de participación modal (85-90%) del total de la masa de estructura. Estas fuerzas F_{ij} son estimadas en el i-ésimo nivel para j-ésimo modo (siendo $1 \leq j \leq N$), como se muestra a continuación:

$$\check{F}_{ij} = \Gamma_j M_i \Phi_{ij} g \quad (\text{Ec.36})$$

Donde Γ_j es el factor de participación modal; M_i la masa sísmica del i-ésimo nivel; Φ_{ij} el modo de vibración y g es la aceleración de la gravedad.

5) Realizar un pushover estático de la estructura cargada con las fuerzas de entrepiso calculadas en el paso 4 y correspondiente a cada modo independientemente.

6) Estimar las fuerzas y desplazamientos tanto locales como globales por media de combinaciones SRSS de cada cantidad modal para el k-ésimo paso de análisis. Sume las cantidades calculadas encima (fuerzas y desplazamientos) a la cantidad relevante del (k-1)-ésimo paso.

7) Comparar los valores establecidos en paso 6 con los valores límites de desempeño buscado tanto a nivel local como global. Regresar al paso 2 hasta que el objetivo de desempeño se haya alcanzado.

2.2.2.1.5. Análisis pushover multimodal

Consiste en ejecutar múltiples análisis pushover por separado, ya sean convencionales o adaptativos, adoptando en cada uno de ellos una distribución de cargas correspondiente a un determinado modo de vibración. Finalmente, la respuesta global de la estructural se calcula mediante la combinación de los distintos análisis realizados.

Este tipo de procedimiento es poco robusto, ya que no se cumple el equilibrio de la estructura al combinar las respuestas en diferentes estados plásticos. Tiene un coste computacional más elevado y aún debe evolucionar para mejorar la precisión de sus resultados.

2.2.2.1.6. Definición del estado de carga gravitacional

Para poder llevar a cabo el análisis estático no lineal es necesario crear un estado de carga no lineal, que contemple la acción de las cargas gravitacionales, ASCE 41-13 (sección 7.2.2) permite utilizar la siguiente ecuación en el caso que las solicitaciones sísmicas y los efectos de la gravedad sean combinados.

$$Q_G = Q_D + Q_L + Q_S \quad (\text{Ec.37})$$

Donde:

- Q_D : Carga muerta
- Q_L : Carga viva efectiva, equivalente al 25% de la sobrecarga de uso no reducida
- Q_S : Carga de nieve efectiva, para la presente monografía $Q_S = 0$.

Este estado de carga servirá de punto de partida para un segundo estado de carga tipo monotónico que somete a la estructura a un patrón de cargas laterales F_i , que se incrementan hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima.

ETABS permite aplicar tres tipos de solicitaciones monotónicas:

- un estado de carga estático, previamente definido,
- un patrón modal, dependiente del análisis dinámico de la estructura estudiada.
- un patrón de aceleraciones.

2.2.2.1.7. Patrones de carga lateral

Corresponden al set de carga lateral que se le aplicarán al modelo analítico, modelado en un software de análisis estructural, estas fuerzas serán proporcionales a las fuerzas inerciales que actúan en cada diafragma de cada nivel de la estructura. Para el análisis se aplicará una distribución de carga lateral, correspondiente al primer modo de vibración de la estructura.

2.2.2.1.6.1. Patrón modal

Dentro del patrón modal existen tres distribuciones de fuerza lateral:

La distribución de fuerzas empleadas en un análisis estático, siempre y cuando más del 75% del total de la masa participa en el modo fundamental de vibración, en la dirección de análisis.

- Una distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección de análisis, siempre y cuando más del 75% del total de la masa participa en el modo fundamental de vibración.
- Una distribución vertical proporcional al cortante obtenido de la combinación modal, siempre que el número de modos capture más del 90% de la masa total y cuando el período de vibración de la edificación excede a 1,0 segundos.

2.2.2.1.6.2. Patrón de fuerzas laterales adaptativas.

Se definen a continuación la distribución de fuerzas adaptativas:

- Una distribución uniforme que consiste en fuerzas laterales proporcionales a la masa en cada nivel.
- Una distribución de fuerzas laterales adaptativa que cambia en la medida que se deforma la estructura. El patrón de fuerzas se actualiza considerando las propiedades de la estructura en la incursión inelástica (cambio de rigidez).

2.2.3. Elementos estructurales y no estructurales

En un edificio, casi todos los elementos, incluyendo los componentes no estructurales, contribuyen a la rigidez, masa y amortiguamiento y consecuentemente a la respuesta de la edificación.

Este análisis debe realizarse en conjunto con los criterios de aceptación para elementos y componentes primarios, FEMA 356, (sección 2.4.4.2):

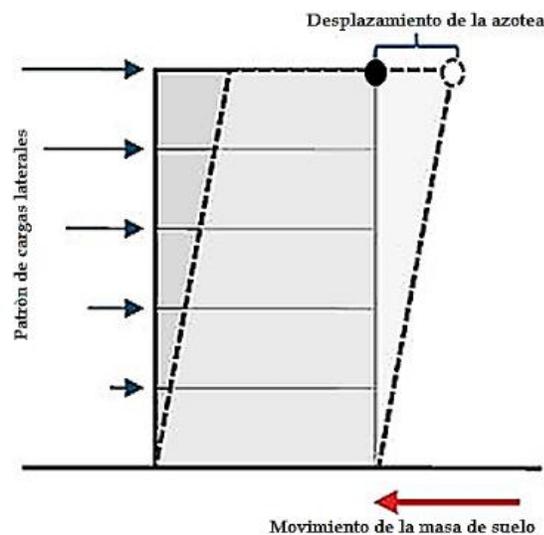
- Las deformaciones de capacidad deben ser mayores a las máximas deformaciones de demanda en el punto de desplazamiento objetivo.
- La demanda en los componentes primarios deberá estar dentro del criterio de aceptación en el nivel de desempeño seleccionado.

Los elementos que no cumplan con los criterios deben ser considerados como secundarios, y ser removidos del modelo matemático.

2.2.4. Nodo de control

Es un punto de coordenadas conocidas dentro la edificación, formado por la intersección de vigas y columnas, el cual se utiliza para monitorear los desplazamientos que ocurren al momento de un sismo. El nodo de control debe ubicarse en el centro de masa del techo o azotea de la edificación.

Figura 6. Nodo para el control de derivas y desplazamientos



Fuente: Elaboración propia

2.2.5. Modelo numérico adoptado

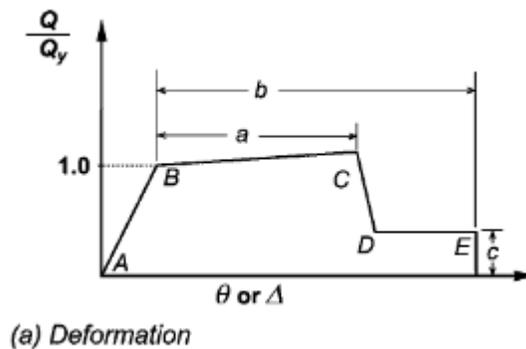
Para el análisis no lineal estático, se necesita conocer las relaciones momento-curvatura o momento-rotación, para el caso de flexión y flexo compresión; de estos diagramas se obtiene la rigidez de una sección de acuerdo con el nivel de cargas

que gravita sobre la misma. (Aguiar et al., 2015, 1; Mora y Aguiar, 2015; Medina, 2012).

La estructura se discretiza en elementos tipo barra correspondientes a las vigas y columnas de la estructura, considerándose la inercia bruta de las mismas. Para estudiar el comportamiento no lineal de los materiales, se ha usado un modelo de plasticidad concentrada, de tal manera que se dispone de muelles elasto-plásticos en los extremos de las barras, quedando así definidos los mecanismos de disipación de energía.

Las bases aplicadas para la definición de las rótulas plásticas se encuentran en el ASCE 41-13 donde se definen los diagramas momentos-rotación para las secciones en función de si la barra se corresponde con una viga o con una columna.

Figura 7. Diagrama momento-rotación (ASCE 41-13)



En la Tabla 3 y Tabla 4 extraídas del ASCE 41-13 se incluyen los valores a , b , c que definen completamente el diagrama momento-rotación de las rótulas. Como se puede observar en las tablas, el diagrama momento rotación depende de varios factores como la cuantía de acero, la resistencia del concreto, el nivel de confinamiento de la sección conseguido mediante estribos, del esfuerzo cortante o axial actuante (dependiendo si es una viga o una columna), etc.

Tabla 3. Parámetros de modelado y criterios de aceptación, Vigas de concreto.

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		Performance Level		
					IO	LS	CP	
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Fuente: ASCE 41-13 (Tabla 10-7)

Tabla 4. Parámetros y criterios de aceptación, columnas de concreto.

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		Performance Level		
					IO	LS	CP	
Condition i. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$ ^c	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤0.1	=0.002		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥0.6	=0.002		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$ ^c	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤0.1	≥0.006	≥6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006	≤3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥0.6	≥0.006	≥6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤0.1	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥0.6	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$ ^c	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$ ^c	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Fuente: ASCE 41-13 (Tabla 10-8)

2.2.6. Efecto P- Δ

Efectos de segundo orden, denominados comúnmente como los efectos P- Δ , estático y dinámico; Los estáticos son los causados por las cargas de gravedad que actúan en la configuración deformada de una estructura, produciendo un incremento en los desplazamientos laterales. Si este efecto resulta en una rigidez post fluencia negativa en cualquier entrepiso, podría incrementar significativamente la deriva de entrepiso y el desplazamiento objetivo; Los dinámicos son generados por las mismas cargas, sumándoles las que ocurren al momento del sismo, lo cual incrementa los desplazamientos laterales de la estructura.

La manera en que el efecto P- Δ dinámico incrementa el desplazamiento, depende de:

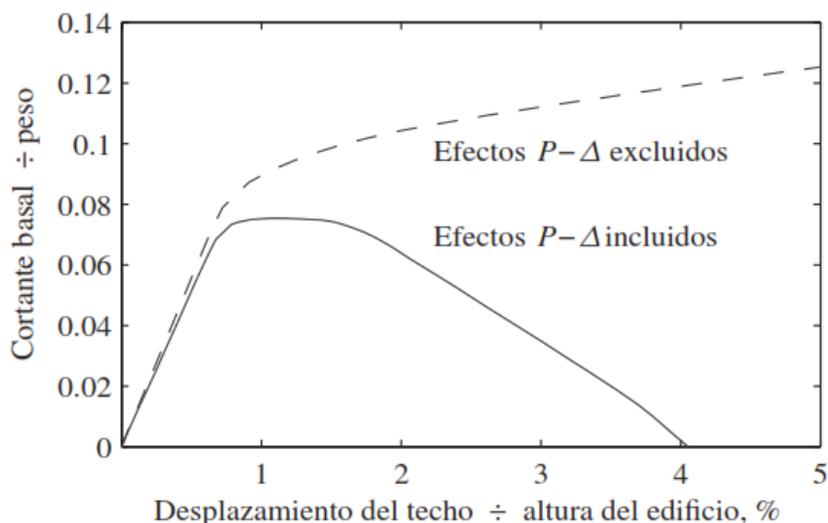
- La relación de rigidez post fluencia negativa a rigidez elástica.
- El periodo fundamental de la edificación. (T_0)
- La relación de Resistencia (R).
- La relación de carga-deformación de cada piso. (P- Δ)
- La frecuencia del movimiento sísmico. –La duración del sismo.

Debido al número de variables envueltas, es difícil capturar este efecto con un solo factor de modificación. Luego el factor debe ser calculado solo para aquellos edificios que exhiben rigidez post fluencia negativa. Por tanto, para considerar este efecto se deberá incluir este efecto en el modelo matemático de la relación de fuerza-deformación no lineal de los elementos y componentes sujetos a cargas axiales.

En palabra de Chopra, los efectos P- Δ de las cargas de gravedad que actúan sobre el estado deformado lateralmente de una estructura, pueden influir mucho en la respuesta sísmica de los edificios en su intervalo inelástico. Con o sin estos efectos, en la figura 8 se muestra la gráfica de la fuerza cortante basal V_b (normalizado mediante el peso total W) contra el desplazamiento de techo

(normalizado mediante la altura del edificio), comúnmente conocida como curva de capacidad. Estos efectos reducen ligeramente la rigidez elástica inicial de una estructura y por lo tanto tienen poca influencia en la respuesta sísmica de una estructura si esta se mantiene elástica durante el movimiento del terreno de diseño. Sin embargo, los efectos $P-\Delta$ tienen una profunda influencia en la respuesta después de la cedencia, que ahora muestra una breve meseta de fuerza constante en una resistencia a la cedencia reducida, seguida por una rápida disminución de la resistencia a la fuerza lateral representada por la rigidez negativa, culminando en una resistencia lateral cero en un desplazamiento de techo igual al 4% de la altura del edificio; en contraste, si se desprecian los efectos $P-\Delta$, la rigidez después de la cedencia sigue siendo positiva.

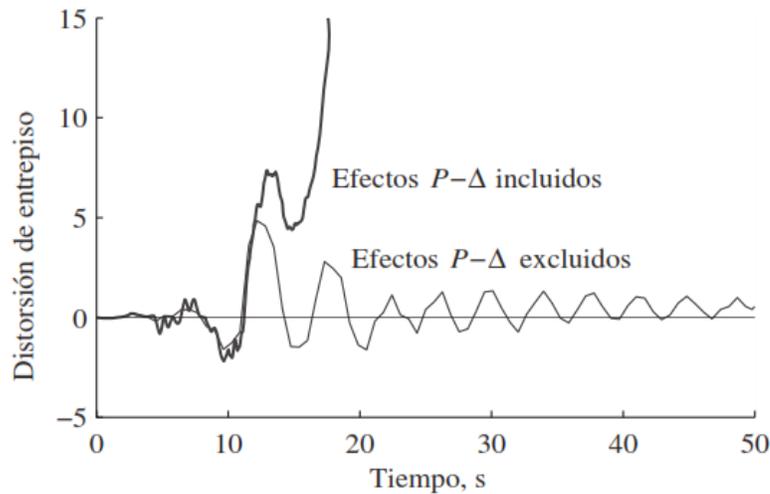
Figura 8. Curva de capacidad y sin efectos $P-\Delta$.



Fuente: Tomadas de Gupta y Krawinkler, 2000b, p 84

Estas grandes diferencias en el comportamiento estático posterior a la cedencia de un edificio sugieren que los efectos $P-\Delta$ también deben ser importantes en la respuesta del edificio a la excitación sísmica. Esta expectativa se conforma con la figura 9, donde la historia de la respuesta de la distorsión de entrepiso o deformada relativa (normalizada mediante la altura del nivel) en el segundo nivel del edificio, debido a uno de los movimientos de terreno.

Figura 9. Importancia de los efectos P-Δ en la distorsión de entrepiso y sin efectos P-Δ.



Fuente: Adaptada de Gupta y Krawinkler, 2000b

Se puede observar que cuando se incluyen, después del primer episodio de cedencia mayor, la distorsión de entrepiso crece en una dirección sin ninguna reversión hacia la dirección lateral opuesta, lo que da como resultado una inestabilidad dinámica. Por el contrario, el análisis al excluir estos efectos predice una respuesta oscilatoria que permanece acotada. Es evidente que es esencial incluir los efectos P-Δ en la predicción de la respuesta sísmica de edificios que se deforman mucho en su intervalo inelástico.

Para evaluar si se debe tomar en cuenta los efectos P-Δ, el ASCE 7-10 especifica un coeficiente de estabilidad (θ) en la sección 12.8.7 igual a:

$$\theta_i = \frac{P_x \Delta l_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad (\text{Ec.38})$$

Donde:

P_x =Carga vertical total de diseño en y por encima del Nivel x, cuando se computa P_x , no será necesario usar mayor que 1.0 para cualquier factor de carga individual.

Δ = Desplazamiento entre pisos de diseño que ocurre simultáneamente con V_x .

l_e =Factor de importancia determinado de acuerdo con la sección 11.5.1 del ASCE 7-10.

V_x =Fuerza cortante sísmica entre Niveles x y x-1.

h_{sx} =Altura entre pisos debajo del Nivel x.

C_d =Factor de amplificación de deflexión de acuerdo con tabla 12.2-1 del ASCE 7-10.

El coeficiente de estabilidad θ no tiene que exceder θ_{max} determinado según lo siguiente $\theta_{max} = 0.50/\beta C_d \leq 0.25$ (Ec.39)

Donde β es la relación entre la demanda de corte y la capacidad de corte, para relación es permitida tomar conservadoramente un valor de 1.0

Cuando el coeficiente de estabilidad (θ) es mayor que 0.10 pero menor o igual a θ_{max} es necesario tomar en cuenta los efectos P-deltas. Si θ es mayor que θ_{max} , la estructura es fuertemente inestable y será rediseñada.

2.3. MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD (ATC-40)

El método del espectro de capacidad propuesto es un proceso estático no lineal que provee una representación gráfica de la curva de capacidad, la cual se compara con el espectro de demanda sísmica, siendo una herramienta útil para evaluar edificios existentes.

2.3.1. Componentes del método del espectro de capacidad

- 1) *Capacidad*: La curva de capacidad se construye en representación del primer modo, asumiendo que el primer modo es el que predomina en la estructura. Esto es generalmente valido para edificios con un período fundamental de vibración menor o igual a 1 segundo.
- 2) *Demanda (Desplazamiento)*: Para una estructura dada y un movimiento del suelo, la demanda de desplazamiento es un estimado de la máxima respuesta esperada del edificio durante el movimiento del terreno.

- 3) *Desempeño (Respuesta máxima de la estructura)*: Una vez se ha definido la curva de capacidad y los desplazamientos de demanda, se puede verificar el punto de desempeño, obtenido por el método de Linealización Equivalente, FEMA 440.

2.3.2. Curva de capacidad

El objetivo central del análisis estático no lineal “Pushover” es la generación de la Curva de Capacidad, que representa el desplazamiento lateral como una función de la fuerza aplicada a la estructura. Este proceso provee valores más reales del comportamiento de una estructura.

2.3.2.1. Procedimiento para determinar la curva de capacidad:

- a. Crear un modelo matemático de la estructura.
- b. Clasificar cada elemento del modelo como primario y secundario.
- c. Aplicar fuerzas laterales a la estructura en cada piso. Para esto se usa la masa que participa en el primer modo o modo fundamental.
- d. Calcular las fuerzas internas en los miembros, debido a las fuerzas gravitacionales y fuerzas laterales externas.
- e. Ajustar las fuerzas laterales para que por lo menos algunos elementos alcancen el 10% de su resistencia.
- f. Archivar o graficar el valor del cortante en la base vs el desplazamiento en el tope del edificio, como también las fuerzas y las rotaciones en cada elemento, y compararlas con el diagrama característico de fuerza – curvatura de cada elemento, a fin de determinar el estado de cada elemento.
- g. Actualizar el modelo usando una rigidez más pequeña para aquellos elementos que han alcanzado la fluencia.
- h. Aplicar un nuevo incremento de la carga lateral a la estructura actualizada hasta que otros elementos alcancen la fluencia.

- i. Agregar el incremento de la carga lateral y el correspondiente incremento del desplazamiento al total previo para de este modo obtener los valores acumulados de la gráfica.
- j. Repetir los pasos g, h y i hasta que la estructura alcance su límite último, es decir la inestabilidad por efecto P-Δ, Distorsión más allá de los niveles prescritos, los elementos pierden toda su resistencia.

2.3.2.2. Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad

Para usar el “Método del espectro de capacidad” propuesto por el ATC-40 es necesario convertir la Curva de Capacidad, que está en términos del cortante basal y desplazamiento del techo, a un Espectro de Capacidad, que es una representación de la Curva de Capacidad en un formato Aceleración-desplazamiento (ADRS), (S_a vs S_d).

Las ecuaciones requeridas para hacer la transformación son:

$$\Gamma_i = \frac{\Phi_i^T \underline{M} \underline{I}}{\Phi_i^T \underline{M} \Phi_i} \quad (\text{Ec.40}) \qquad S_{ai} = \frac{V_1/W}{\alpha_1} \quad (\text{Ec.42})$$

$$\alpha_1 = \frac{\Gamma_i^2 \cdot \Phi_i^T \cdot \underline{M} \cdot \Phi_i}{J^T \cdot \underline{M} \cdot J} \quad (\text{Ec.41}) \qquad S_{di} = \frac{\Delta_{techo}}{\Gamma_i \cdot \Phi_{techo,1}} \quad (\text{Ec.43})$$

Donde:

S_{di} = Desplazamiento espectral. Representa el desplazamiento generalizado del primer modo cuando el desplazamiento en el techo es Δ .

S_{ai} = Aceleración espectral.

Δ_{techo} = Desplazamiento en el último piso.

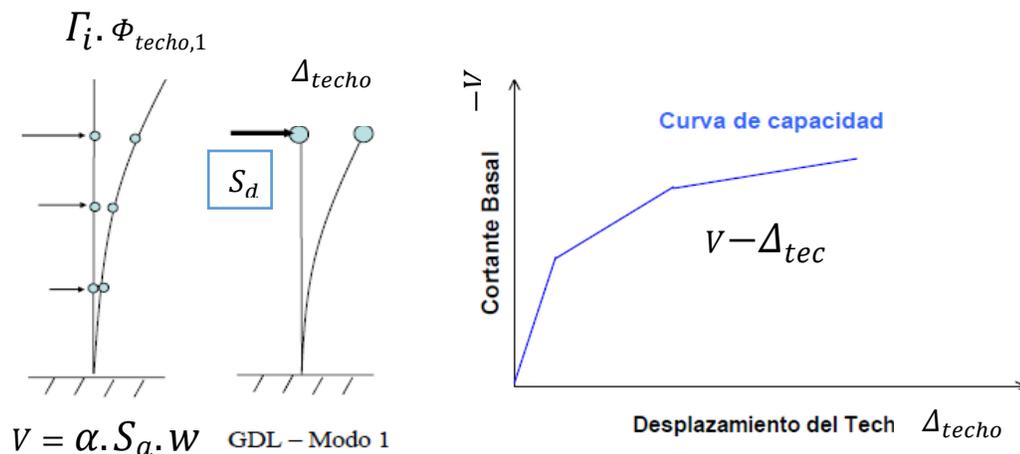
Γ_i = Factor de participación modal del primer modo, representa la contribución del sismo a cada modo natural de vibración.

Φ_{in} = Modo de vibración del modo n en el nivel i.

α_1 = Coeficiente de masa modal para el primer modo natural de vibración.

- M = Masa asignada el nivel i.
- N = Niveles.
- w = Cortante en la base.
- W = Peso muerto más carga viva probable.

Figura 10. Representación de la curva de capacidad y desplazamiento, ATC-40.



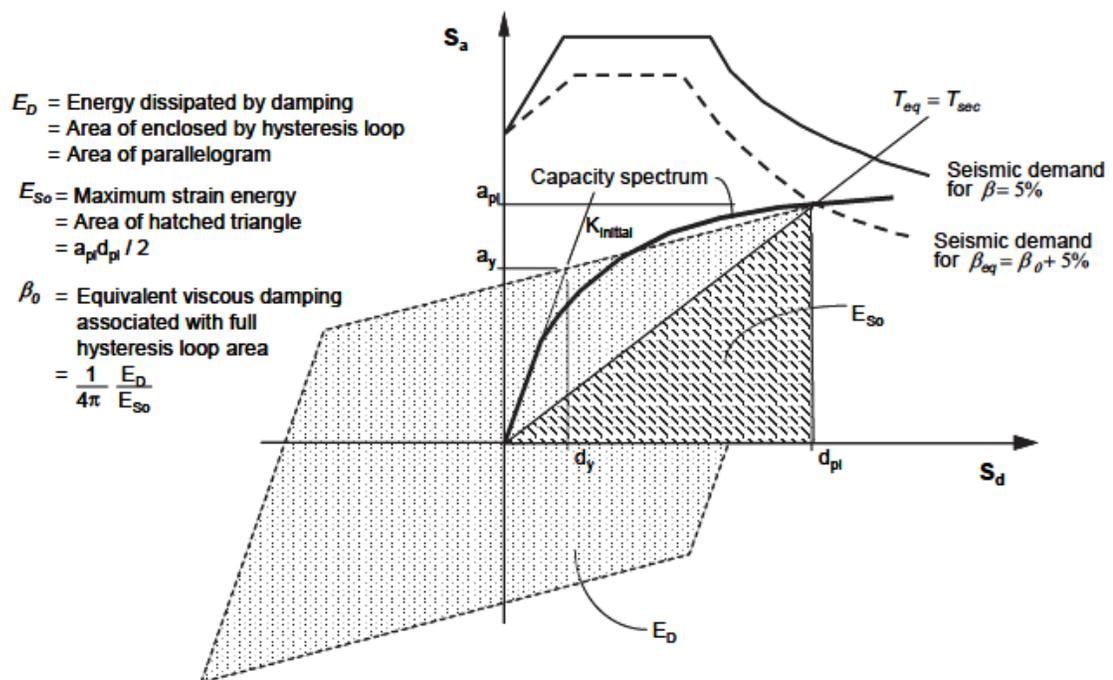
En general el proceso para convertir la curva de capacidad a espectro de capacidad (ADRS) conlleva primero calcular el factor de participación modal para el primer modo Γ_1 , luego el coeficiente de masa modal α_1 ; entonces para cada punto que describe la curva de capacidad, usar las ecuaciones S_{ai} y S_{di} . Para cualquier punto sobre el (ADRS) el periodo T, puede computarse usando la relación $T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$ (Ec.44), similarmente para el espectro tradicional el desplazamiento espectral puede ser calculado usando la relación, $S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_a \cdot g$ (Ec.45).

2.3.2.3. Representación bilineal del espectro de capacidad

Una representación bilineal del espectro de capacidad es necesaria para estimar un amortiguamiento efectivo y reducción apropiada de la Demanda Espectral. La construcción de la representación bilineal requiere la definición del punto a_{pi} , d_{pi} .

Este punto es el punto de desempeño tentativo estimado para desarrollar un espectro de respuesta de demanda reducido. Si se encuentra que el espectro de demanda reducido interseca el espectro de Capacidad en el punto estimado a_{pi} , d_{pi} , entonces aquel punto es el Punto de Desempeño. El primer estimado del punto a_{pi} , d_{pi} se designa como a_{p1} , d_{p1} , el segundo punto de designará a_{p2} , d_{p2} , y así sucesivamente. Para construir la representación bilineal dibuje una primera línea siguiendo la rigidez inicial del edificio desde el origen. Dibuje una segunda línea desde el punto de desempeño tentativo a_{pi} , d_{pi} hacia abajo hasta intersectar la primera línea en el punto a_y , d_y con una pendiente tal que el área designada A_1 sea aproximadamente igual al área designada como A_2 .

Figura 11. Representación bilineal del espectro de capacidad, FEMA 440.



La intención al hacer que el área A_1 sea igual al área A_2 es para tener área igual bajo el Espectro de Capacidad y su representación bilineal, y esto para tener igual energía asociada con cada curva. Una vez construido el diagrama bilineal se puede definir el período inicial de la estructura T_0 , el desplazamiento de fluencia d_y y la aceleración de fluencia a_y .

2.3.3. Espectro de demanda

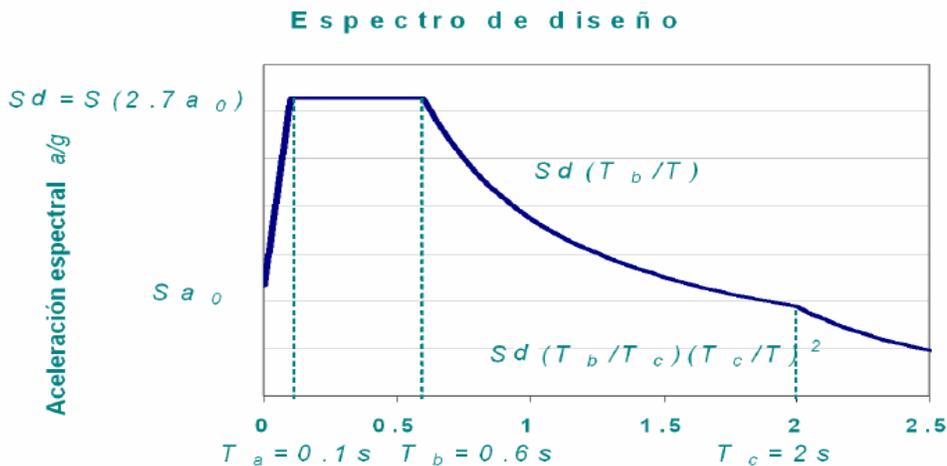
2.3.3.1. Determinación del espectro de diseño según RNC-07 (Art.27)

La importancia de los espectros en el diseño de estructuras radica en el hecho de que estos gráficos condensan la compleja respuesta dinámica en un parámetro clave; los valores de respuesta máxima, que son usualmente los requeridos por el diseñador para el cálculo de estructuras.

Cuando se apliquen análisis sísmicos, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$a = \begin{cases} s \left[a_0 + (d - a_0) \frac{T}{T_a} \right] & \text{Si } T < T_a & \text{(Ec.46.a)} \\ S_d & \text{Si } T_a \leq T \leq T_b & \text{(Ec.46.b)} \\ S_d \left(\frac{T_b}{T} \right) & \text{Si } T_b \leq T \leq T_c & \text{(Ec.46.c)} \\ S_d \left(\frac{T_b}{T_c} \right) \left(\frac{T_c}{T} \right)^2 & \text{Si } T > T_c & \text{(Ec.46.d)} \end{cases}$$

Figura 12. Espectro de diseño, RNC-07.



Tratándose de estructuras del Grupo B, a_0 se seleccionará del mapa de isoaceleraciones, mientras que $d = 2.7a_0$, $T_a = 0.1 \text{ seg}$, $T_b = 0.6 \text{ seg}$, $T_c = 2 \text{ seg}$., y S es el factor de amplificación por tipo de suelo.

2.3.3.2. Espectro de demanda en formato ADRS.

La aplicación del Método del Espectro de Capacidad requiere que tanto la Curva de Capacidad como el Espectro de Demanda sean ploteados en coordenadas de aceleración espectral y desplazamiento espectral (ADRS, por sus siglas en inglés).

El espectro convencional está dado en términos de la aceleración espectral y el período por lo cual sólo el período debe convertirse a desplazamiento espectral, por medio de la ecuación 48.

Una vez que se ha convertido el espectro, se puede calcular la aceleración o el desplazamiento espectral para cuando la estructura tiene un periodo determinado por medio de la siguiente expresión.

$$S_{aig} = \frac{2\pi}{T_i} \cdot S_v \quad (\text{Ec.47})$$

$$S_{di} = \frac{T_i}{2\pi} \cdot S_v \quad (\text{Ec.48})$$

2.3.4. Punto de desempeño (FEMA 440)

El punto de desempeño representa el máximo desplazamiento en el “nodo de control” y el cortante basal esperable de la estructura para un determinado nivel de demanda sísmica. Su localización es aproximada y puede estar dentro de un intervalo de aceptabilidad del 5% del d_{pi} a cada lado.

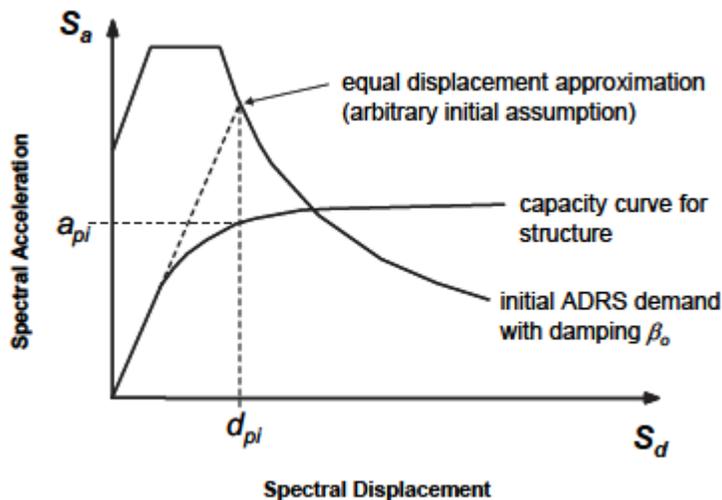
Debe satisfacer lo siguiente:

1. El punto debe quedar sobre la curva del espectro de capacidad.
2. El punto debe quedar sobre la curva de demanda espectral reducida desde su amortiguamiento inicial de un 5% que es el usual en el espectro de diseño elástico, esta reducción del espectro es para representar la demanda no lineal. La reducción del espectro se hace por medio de un factor que se calcula en términos del amortiguamiento efectivo, esto será discutido más adelante.

2.3.4.1. Intersección del espectro de capacidad y de demanda.

Cuando el desplazamiento en la intersección del Espectro de Demanda y el Espectro de Capacidad, d_i , está dentro de un 5% del desplazamiento del punto de desempeño tentativo ($0.95d_i \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$), a_{pi}, d_{pi} , este punto se convierte en el Punto de Desempeño. Si la intersección del espectro de demanda y el espectro de capacidad no está dentro de la tolerancia aceptable indicada entonces un nuevo a_{pi}, d_{pi} , es seleccionado y el proceso se repite.

Figura 13. Espectro de demanda y capacidad en formato ADRS, FEMA 440.



2.3.4.2. Linealización del sistema equivalente de un grado de libertad.

En el año 2005, se publicó el FEMA 440, la cual presenta una mejora en el proceso de la linealización equivalente del método respecto a la ATC-40 y por tanto supone una versión más actualizada del método.

El sistema equivalente obtenido a partir de la curva de capacidad es un sistema no lineal y ha de transformarse en un sistema lineal (linealización) para, de esta manera, poder compararlo con el espectro elástico de respuesta (espectro de demanda).

En el Método del Espectro de Capacidad, dicha linealización se realiza empleando un periodo efectivo T_{eff} y un amortiguamiento efectivo β_{eff} de tipo viscoso. Ambos parámetros se corresponden con el sistema lineal equivalente.

El concepto de amortiguamiento viscoso equivalente fue primero propuesto por Jacobsen (1930) para obtener soluciones aproximadas de sistemas no lineales de un grado de libertad sujetos a fuerzas sinusoidales. El amortiguamiento viscoso equivalente β_{eff} es un sobre amortiguamiento, superior al amortiguamiento inicial β_o de la estructura, que trata de representar la disipación de energía mediante deformaciones plásticas de la estructura en los sucesivos ciclos de desplazamiento que impone el terremoto.

Para obtener el amortiguamiento equivalente existen diversas propuestas, presentándose a continuación las expresiones simplificadas para cualquier curva de capacidad incluidas en la FEMA 440, para obtener β_{eff} son:

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_o \quad (\text{Ec.49})$$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$:

$$\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_o \quad (\text{Ec.50})$$

Para $\mu \geq 6.5$:

$$\beta_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(\mu - 1) - 1}{[0.64(\mu - 1)^2]} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_o} \right)^2 + \beta_o \quad (\text{Ec.51})$$

El Periodo efectivo T_{eff} es el asociado al sistema lineal equivalente. El cual se obtiene a través de las siguientes expresiones para cualquier espectro de capacidad, independiente del tipo de modelo histerético o valor alfa incluidas en la FEMA 440:

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

$$T_{eff} = \{0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1\}T_o \quad (\text{Ec.52})$$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$:

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_o \quad (\text{Ec.53})$$

Para $\mu \geq 6.5$:

$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_o \quad (\text{Ec.54})$$

Nota: Se debe tener en cuenta que estas expresiones se aplican sólo para $T_o = 0,2$ a $2,0$ s

El sistema lineal equivalente de 1 grado de libertad es un sistema lineal de 1 grado de libertad con periodo fundamental de vibración T_{eff} y amortiguamiento β_{eff} .

Los procedimientos de linealización equivalentes aplicados en la práctica normalmente requieren el uso de factores de reducción espectrales para ajustar un espectro de respuesta inicial al nivel apropiado de amortiguación efectiva, β_{eff} . Estos factores están en función del amortiguamiento efectivo y se denominan coeficientes de amortiguación, $B(\beta_{eff})$. Se usan para ajustar las ordenadas de aceleración espectral de la siguiente manera:

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff}(\text{in } \%)} \quad (\text{Ec.55})$$

Multiplicar las ordenadas de aceleración de ADRS para β_{eff} por el factor de modificación, M, determinado usando el período efectivo calculado, T_{eff} , para generar el espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento modificado (MADRS).

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 \quad (\text{Ec.56})$$

La iteración se realizará mediante la alternativa “B” de la FEMA 440 que simplifica y estandariza el proceso, ya que es la variante empleada por el programa de cálculo donde se realiza el análisis pushover, ETABS 2016.

(A) Iteración directa La iteración se realiza para converger directamente en un punto de desempeño. El espectro de demanda generado para los diferentes valores de amortiguamientos efectivo no se modifica para interceptar con el espectro de capacidad.

(B) Intersección con MADRS El punto de desempeño se define como la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda, MADRS, generado a partir de varios valores de amortiguamiento efectivo.

(C) Lugar geométrico de posibles puntos de desempeño Se usa el MADRS de diferentes soluciones posibles y sus correspondientes ductilidades para generar un lugar geométrico con los posibles puntos de desempeño. El punto de desempeño real se localiza en la intersección de este lugar geométrico con el espectro de capacidad. La normativa señala que este procedimiento es propicio para un proceso automático donde la solución inicial se asume correspondiente a ductilidad 1 y las tentativas posteriores se fijan para mayores ductilidades (2, 3, 4...).

2.3.4.3. Procedimiento B (FEMA-440)

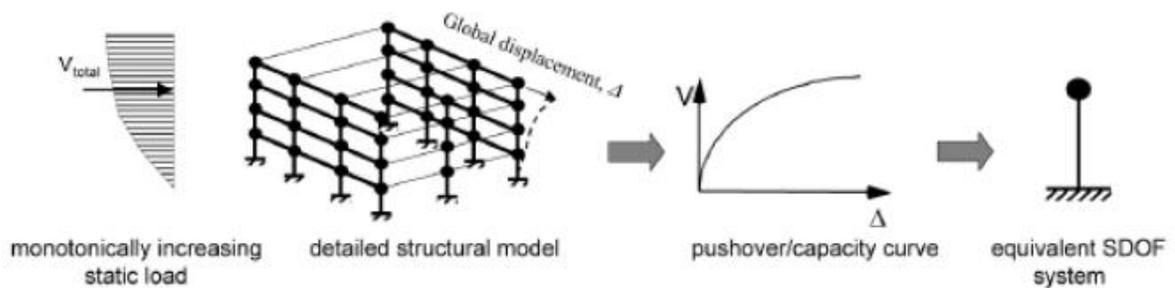
1. Se representa la curva de demanda, es decir, el espectro elástico de respuesta que caracteriza la acción sísmica. El espectro de respuesta debe

corresponderse al amortiguamiento inicial que, para estructuras de concreto armado, se suele cifrar en el 5% ($\beta_0 = 5\%$).

2. Con el fin de poder aplicar métodos de resolución gráficos se requiere que la curva de demanda se represente en un formato aceleración-desplazamiento. Este formato es el denominado como Espectro de Demanda Aceleración-Desplazamientos (ADRS).
3. Se realiza un análisis estático no lineal Pushover de tal manera que se obtiene la curva de capacidad de la estructura la cual relaciona el cortante total de la base V con el desplazamiento Δ_{roof} de un nodo de control (techo).
4. A partir de la curva de capacidad (pushover) correspondiente a un sistema de varios gdl (Multi Degree of Freedom (MDOF)) se construye un sistema equivalente de 1 gdl (Single Degree of Freedom (SDOF)).

En la Figura 14 se ilustra a modo de esquema el proceso para obtener el sistema equivalente de 1 gdl (SDOF).

Figura 14. Sistema equivalente de 1gdl

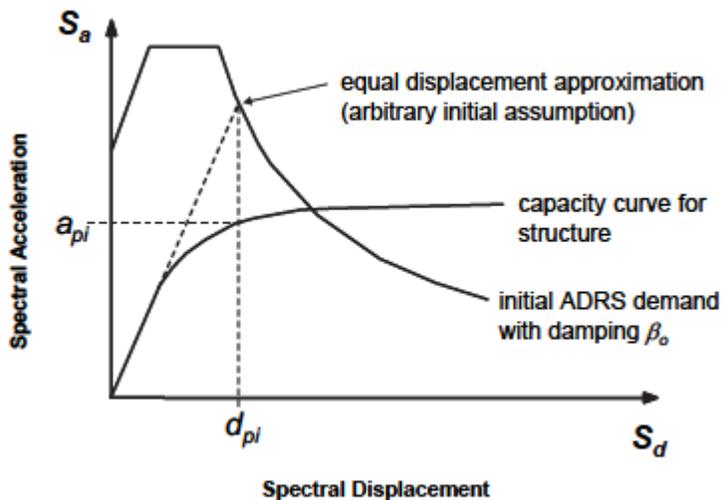


Fuente: FEMA 440, Capítulo 2-4.

5. Después de realizar los pasos anteriores, tanto la curva de demanda (espectro elástico de respuesta) como el espectro de capacidad (curva pushover) están expresados en el mismo formato de coordenadas espectrales (ADRS) y por tanto pueden representarse ambos en una misma gráfica.

6. Se elige un punto inicial de comportamiento tentativo (máxima aceleración a_{pi} y desplazamiento d_{pi}). El desplazamiento espectral d_{pi} se puede obtener a partir de un desplazamiento Δ_{roof} transformándolo a coordenadas espectrales d_{pi} dividiéndolo por el Γ_1 multiplicado por $\phi_{roof,1}$, tal como indica la Ec 43.

Figura 15. Aproximación de igual desplazamiento, FEMA-440.



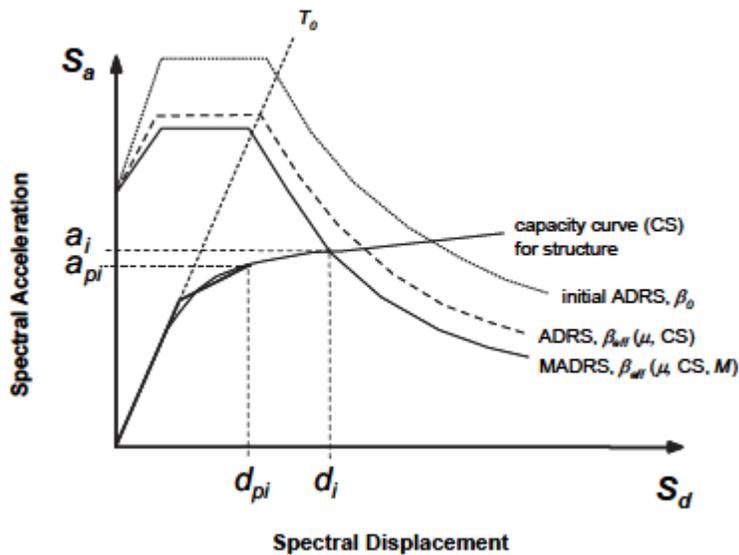
7. Se procede a la linealización del sistema equivalente de 1gdl; El sistema equivalente obtenido a partir de la curva de capacidad es un sistema no lineal y ha de transformarse en un sistema lineal (linealización) para, de esta manera, poder compararlo con el espectro elástico de respuesta (curva de demanda).

En el Método del Espectro de Capacidad, dicha linealización se realiza empleando un período efectivo T_{eff} y un amortiguamiento efectivo β_{eff} de tipo viscoso. Ambos parámetros se corresponden con el sistema lineal equivalente

8. Reducción del espectro de demanda (curva de demanda); Una vez calculado el amortiguamiento viscoso β_{eff} se modifica el espectro de demanda para adaptarlo al sistema lineal equivalente. Se trata de un espectro reducido ya que se corresponde con un amortiguamiento superior al inicial, β_0 .

9. Se procede al cálculo del “Punto de Desempeño” (Performance Point); Con el espectro de demanda reducido en formato ADRS y el período efectivo del sistema lineal equivalente T_{eff} se obtiene, como se ilustra en la Fig. 16, el desplazamiento espectral $d_i = S_d(T_{eff})$ correspondiente al Punto de desempeño. Este punto define el punto de “solicitud de funcionamiento estructural” requerido por el terremoto.

Figura 16. Determinación del desplazamiento, MADRS.



Fuente: FEMA 440, Sección (Proceso B).

2.3.5. Sistema de varios grados de libertad (MDOF)

Se debe realizar una transformación nuevamente al sistema de varios grados de libertad (MDOF), es decir, pasar de las coordenadas espectrales (de un grado de libertad) a las físicas obteniéndose así el punto de desempeño final de la estructura $(\Delta_{roof}, V_{BDES})$.

$$\Delta_{roof} = \Gamma_i * S_d * \Phi_{roof,1} \quad (\text{Ec.57})$$

$$V_{BDES} = W * S_a * \alpha_1 \quad (\text{Ec.58})$$

El desplazamiento Δ_{roof} es el correspondiente al desplazamiento máximo de respuesta de la estructura sometida a la acción sísmica considerada. V_{BDES} representa el cortante basal asociado a dicho desplazamiento.

2.3.6. Umbrales de daño

Uno de los objetivos del análisis estático no lineal es poder aplicar la filosofía de diseño basado en prestaciones (subsección 2.1.2.2). Por ello, para finalizar el análisis se realizará un estudio de los niveles de daño alcanzados en los distintos umbrales—ocupación inmediata, control de daños, seguridad para la vida y estabilidad estructural— del modelo. Los niveles de daño se definen según la tabla 5.

Tabla 5. Umbrales de daño

Niveles de daño estructural.

<i>Ocupación inmediata</i>	Sin daño	$0 \leq S_d < 0.7 * S_{dy}$
<i>Control de daños</i>	Daño leve	$0.7 * S_{dy} \leq S_d < S_{dy}$
<i>Seguridad para la vida</i>	Daño moderado	$S_{dy} \leq S_d < S_{dy} + 0.25 * (S_{du} - S_{dy})$
<i>Estabilidad estructural</i>	Daño severo	$S_{dy} + 0.25 * (S_{du} - S_{dy}) \leq S_d < S_{du}$
-	Daño completo	$S_{du} < S_d$

Fuente: *Aplicación del CSM al diseño sísmico prestacional de estructuras aperticadas de hormigón armado, Manuel Sigón Miralles, septiembre 2016.*

2.4. MURO DE CORTE

Criterios de diseño sísmico

Una estructura sometida a acciones sísmicas responde, a éstas, en base a sus características. Como efecto de estas acciones, la estructura se deforma, sufre desplazamientos y esfuerzos, y ocasionalmente daños. Todo esto constituye su respuesta a dichas acciones. La etapa de diseño sísmico consiste en la determinación de la respuesta de la estructura ante las diferentes acciones exteriores que pudieran afectarla.

2.4.1. Cargas laterales y axiales

Las cargas laterales se obtendrán del método estático equivalente del art. 32 del RNC-07, considerando un método sencillo que arroja resultados conservadores. Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan centradas las masas. De acuerdo con este requisito, la fuerza lateral que actúa en el i -ésimo nivel, F_s , resulta ser.

$$F_{s_i} = cW_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (\text{Ec.59})$$

$$Vu_i = Vu_{i+1} + F_{s_i} \quad (\text{Ec.60})$$

$$Mu_i = Mu_{i+1} + Vu_i * h_i \quad (\text{Ec.61})$$

$$Pu_i = Pu_{i+1} + w_i * A_t \quad (\text{Ec.62})$$

Donde:

F_{s_i} = Fuerza lateral que actúa en el i -ésimo nivel.

c = Coeficiente sísmico definido en el artículo 24 del RNC-07

W_i = Es el peso de la i -ésima masa.

h_i = Es la altura de la i -ésima masa sobre el desplante.

Vu_i = Fuerza cortante a la cual se encuentra solicitado el muro en cada nivel.

Mu_i = Momento flector al cual se encuentra solicitado el muro en cada nivel.

Pu_i = Carga axial a la cual se encuentra solicitado el muro en cada nivel.

A_t = Área tributaria del muro

Para el caso de la carga axial actuante se supondrá como el más desfavorable de las combinaciones de carga antes descrita.

2.4.2. Verificación de la esbeltez del muro.

Según Fargier (2010), recomienda no exceder una esbeltez de 16, aunque en edificios bajos de hasta 6 niveles con abundantes muros en plantas, Thomsen y Wallace (2004) y Priestley (1992) señalan que se puede llegar a esbelteces de hasta 20.

$$\frac{h_n}{b_w} \leq 16 \quad (\text{Ec.63})$$

Los requisitos de diseño para segmentos de muros verticales dependen de la relación de las dimensiones del segmento de muro en el plano del muro (h_w/l_w), y la relación de las dimensiones de su sección horizontal (l_w/b_w) y generalmente siguen la descripción dada en la tabla R18.10.1 del Código ACI 318-14.

2.4.3. Diseño por flexo-compresión. (ACI 318-14, sec.18.10.5)

El muro se idealizará como una columna con excentricidades grandes. Los elementos sometidos a carga axial deben diseñarse para el momento máximo M_u , que puede acompañar a la carga axial P_u .

El refuerzo por flexión de un muro se determinará de acuerdo con el procedimiento usado para columnas sometidas a flexión y carga axiales (ACI 318-14, sec.18.10.5).

El refuerzo total del muro será la suma del refuerzo del muro y el refuerzo de los elementos borde si los tuviese.

2.4.3.1. Profundidad del eje neutro

La profundidad del eje neutro c , definido como la distancia desde la fibra extrema a compresión al eje neutro, se calcula a partir de relaciones de equilibrio. Para ello, se supone un valor de c y se calcula Pu/ϕ a partir del área de acero resultante de despejar de la fórmula del momento resistente, $A_s(\frac{Mu_i}{\phi})$. El valor de “ c ” correcto será el que arroja Pu/ϕ calculado a partir de las relaciones por equilibrio = Pu/ϕ proveniente de las combinaciones de carga más desfavorable.

Para estimar el valor de “ c ” y calcular el área de acero vertical en los bordes, se procede a un tanteo sucesivo de la profundidad del eje neutro a partir de los conceptos teóricos del diseño de secciones de concreto reforzado, siendo consistente con el equilibrio de fuerzas y la compatibilidad de deformaciones, se supondrán los valores límites de $c_{min.} = 3d'$ como relación en la cual el acero a compresión cede, o $c_{min.} = \frac{Pu/\phi}{K}$, el que sea menor, y $c_{max} = c_{bal}$ ya que se supondrá que el acero a tracción va a ceder.

Se presentan las fórmulas utilizadas para la resolución de estos cálculos, y se hará uso de hojas de cálculo para resolver el proceso iterativo.

Condición balanceada:

$$C_{bal} = 0.003 * \frac{L_w - d'}{0.002 + 0.003} \quad (\text{Ec.64})$$

Acero a compresión:

$$\epsilon'_s = \frac{0.003}{c} * (c - d') \quad (\text{Ec.65})$$

$$F'_s = \epsilon'_s * E \quad (\text{Ec.66})$$

Acero a tracción:

$$\epsilon_s = \frac{0.003}{c} * [c - (L_w - d')] \quad (\text{Ec.67})$$

$$F_s = \epsilon_s * E \quad (\text{Ec.68})$$

Compresión del concreto:

$$K = 0.85 * F_c * b_w \quad (\text{Ec.69})$$

$$a = \beta_1 * c \quad (\text{Ec.70})$$

$$C_c = k * a \quad (\text{Ec.71})$$

$$X_c = \frac{(L_w - a)}{2} \quad (\text{Ec.72})$$

Sumatoria de momentos alrededor del centroide del muro:

$$\frac{M_u}{\phi} = C_c * X_c + F'_s * A'_s * X' + F_s * A_s * X \quad (\text{Ec.73})$$

$$\frac{M_u}{\phi} = M_n \quad (\text{Ec.74})$$

$$X' = \frac{L_w}{2} - d' \quad (\text{Ec.75})$$

$$X = \frac{L_w}{2} - d \quad (\text{Ec.76})$$

Y como el acero de refuerzo se dispone de forma simétrica, $A_s = A'_s$:

$$A_s = A'_s = \frac{\frac{M_u}{\phi} - C_c * X_c}{F'_s * X' + F_s * X} \quad (\text{Ec.77})$$

Equilibrio de fuerzas:

$$\frac{P_u}{\phi} = C_c + F'_s * A'_s + F_s * A_s \quad (\text{Ec.78})$$

$$\frac{P_u}{\phi} = P_n \quad (\text{Ec.79})$$

Donde:

ϕ = Factor de reducción de resistencia.

β_1 = Factor que depende de la resistencia del concreto.

E = Módulo de elasticidad del acero de refuerzo.

2.4.3.2. Elementos especiales de borde de los muros estructurales de concreto.

Durante un sismo, un muro estructural se comporta como una viga en voladizo. Los elementos de borde pueden estar muy cargados debido a las cargas sísmicas. Una articulación plástica se puede formar en la base de la columna, por lo que se requiere un reforzamiento especial detallado para proveer al muro estructural la ductilidad y esfuerzo necesario.

Se requiere elementos especiales de borde cuando $c \geq c^*$

c =Correponde a la mayor profundidad del eje neutro calculado para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el máximo desplazamiento lateral del muro.

De acuerdo con el código ACI 318-14, sec. 18.10.6, hay dos aproximaciones de diseño para la evaluación de los detalles requeridos en los elementos especiales de borde. Estos son definidos a continuación:

1. Diseño basado en el desplazamiento (ACI 318-14, sec.18.10.6.2)

Para los muros o los segmentos verticales del muro que son continuos desde la base de la estructura hasta la parte superior, y son diseñados para tener una única sección crítica para carga axial. Los muros que no cumplen estos requerimientos deben ser diseñados usando la sección 18.10.6.2 del ACI-318-14.

- a) Las zonas de compresión deben ser reforzadas con elementos especiales de borde donde:

$$c \geq \frac{L_w}{600(1.5 * \frac{\delta_u}{h_w})} \quad (\text{Ec.80})$$

Donde δ_u corresponde al máximo desplazamiento lateral del muro, obtenido al incluir las combinaciones del sismo. Esta ecuación considera una longitud de rótula plástica, L_p aproximadamente igual a $L_w/2$, al valor obtenido de resolver el lado derecho de la relación se le denomina c^* en este estudio.

Para obtener la relación $\frac{\delta_u}{h_w}$, Moehle (1992), Wallace y Orakcal (2002), proponen la ecuación (Ec. 77), válida para edificios donde los muros son predominantes y se asientan en suelos firmes.

$$\frac{\delta_u}{h_w} = 0.20 * S_{D1} * \frac{h_w}{L_w} * \sqrt{\frac{w_g * g}{E_c * \rho_w * h_s}} \quad (\text{Ec.81})$$

Donde el término a la derecha de la igualdad corresponde a la deriva, y además no debe ser tomado menor que 0.005.

S_{D1} = Aceleración espectral 1.seg. (Elástica, para factor de reducción de respuesta, $R=1.0$)

δ_u = Deriva esperada

h_w = Altura del muro

w_g = Peso específico por unidad de área

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

ρ_w = Área de muros en la dirección en estudio (x ó y)/(Área total) medida en planta (densidad de muro)

h_s = Altura de entrepiso.

L_w = Longitud (profundidad del muro)

g = Aceleración de la gravedad.

En edificios comerciales y residenciales el valor de w_g está por el orden de 1 ton/m². Como primera aproximación en suelos rígidos el valor de S_{D1} se puede tomar como 0.75 g.

- b) Donde se requieren elementos especiales de borde según el inciso (a), el refuerzo del elemento especial de borde debe extenderse verticalmente desde la sección crítica por una distancia no menor que la mayor entre:

$$L_w \text{ ó } \frac{M_u}{4V_u}$$

2. Diseño por cortante (ACI 318-14, sec.18.10.6.3 y 18.10.6.4)

Los muros que no son diseñados de acuerdo con el diseño por desplazamiento deben tener elementos especiales de borde, en los bordes y alrededor de las aberturas de los muros estructurales, cuando el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema correspondiente a las fuerzas mayoradas, incluyendo los efectos sísmicos E, sobrepase $0.20f'_c$. Los elementos especiales de borde pueden ser discontinuados donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.15f'_c$.

En donde se requieran elementos especiales de borde, de acuerdo con el diseño basado en el desplazamiento o diseño por cortante, se debe cumplir con las siguientes condiciones:

- a. El elemento de borde debe extenderse horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el mayor valor entre: $c - 0.1L_w$ y $0.50 c$
- b. El refuerzo transversal deberá ser diseñado por las provisiones dadas para los miembros de marcos especiales resistentes a momento sometidos a pandeo y carga axial.
- c. En las secciones con alas, los elementos de borde deben incluir el ancho efectivo del ala en compresión y se deben extender por lo menos 30 cm dentro del alma.
- d. El refuerzo transversal de los elementos especiales de borde debe cumplir con los requisitos especificados en 18.7.5.2(a) hasta (e) y 18.7.5.3 del código ACI 318-14, excepto que no se necesite cumplir con la ecuación (18.7.5.2 ACI-318-14) y el límite de espaciamiento del refuerzo transversal de ACI-318-14, sección 18.7.5.3(a) debe ser de al menos 1/3 de la dimensión menor del elemento de borde.
- e. El refuerzo transversal de los elementos especiales de borde en la base del muro debe extenderse dentro del apoyo al menos, de acuerdo con ACI318-14, sección 18.10.2.3, del refuerzo longitudinal de mayor diámetro de los elementos especiales de borde, a menos que los elementos especiales de borde terminen en una zapata o losa de cimentación, en donde el refuerzo transversal de los elementos especiales de borde se debe extender, al menos que se requiera una extensión mayor en 18.13.2.3.
- f. El refuerzo horizontal en el alma del muro debe estar anclado para desarrollar f_y dentro del núcleo confinado del elemento de borde.

2.4.3.3. Refuerzo transversal para elementos especiales de borde

El acero de confinamiento requerido en los bordes del muro se determinará en base a los requisitos para columnas establecidos en la tabla 18.10.6.4 8(f) del ACI 318-14. La siguiente expresión es usada para estribos cerrados:

$$A_{sh}/sb_c = \text{máx} \left(0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}, 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \quad (\text{Ec.82})$$

A_{sh} = Área total del acero de refuerzo transversal, incluyendo estribos de una rama, dentro de una separación s , y perpendicular a b_c .

b_c = Dimensión del miembro de borde, perpendicular a la dirección de los estribos.

2.4.4. Diseño por corte en el alma del muro

2.4.4.1. Refuerzo requerido (ACI 318-14 sec.18.10.2.1)

El refuerzo por corte deberá ser provisto en las dos direcciones ortogonales, en el plano del muro. La mínima relación de refuerzo longitudinal y transversal puede ser determinada como sigue:

1. Si el cortante de diseño $V_u > 0.27A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$, la distribución de la relación del refuerzo en el alma ρ_t y ρ_l , no deberán ser menor que 0.0025.

$$\rho_l = \frac{A_{sv}}{A_{cv}} = \rho_t \geq 0.0025 \quad (\text{Ec.83})$$

Si el cortante de diseño $V_u < 0.27A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$, el mínimo refuerzo para muros estructurales ordinarios puede ser utilizados.

2.4.4.2. Esfuerzo cortante máximo (ACI 318-14 sec. 18.10.4.4)

$$V_{n \max} = \phi 2.1 A_{cv} \sqrt{f'_c} \quad (\text{Ec.84})$$

Acero de refuerzo mínimo en ambas direcciones por pie de longitud del muro.

Si la fuerza cortante en el plano, asignada al muro, excede $0.53A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$, al menos dos capas de refuerzo deberán ser provistas (sec.18.10.2.2/ACI 318-14)

2.4.4.3. Separación máxima

El espaciamiento del refuerzo en cada dirección no debe exceder 18 in. Alternativamente el espaciamiento del refuerzo puede ser calculado como sigue:

$$S = \frac{2 \cdot A_s}{A_s \text{ requerida}} \quad (\text{Ec.85})$$

2.4.4.4. Esfuerzo requerido por cortante (ACI314-18, sec.18.10.2.1)

El esfuerzo por cortante (ϕV_n) del muro estructural es adecuado si la siguiente condición es cumplida.

$$V_u \leq \phi V_n \quad (\text{Ec.86})$$

De acuerdo con el Código ACI 318, cap. 21 el factor de reducción por cortante será 0.6, para cualquier miembro estructural diseñado para resistir los efectos sísmicos, si el esfuerzo cortante nominal es menor que el cortante correspondiente al desempeño del esfuerzo nominal por flexión del miembro. Para todas las otras condiciones el factor de reducción para muros de corte será 0.75.

El código ACI 318-14, sec. 18.10.4 define el esfuerzo cortante nominal del muro como sigue:

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (\text{Ec.87})$$

Donde:

$$\alpha_c = 0.80, \text{ cuando } \frac{h_w}{l_w} \leq 1.5 \text{ y } \alpha_c = 0.53, \text{ cuando } \frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$$

Se interpola linealmente para valores intermedios.

2.4.4.5. Demanda de corte por capacidad del muro

La demanda de corte por capacidad del muro, V_u , se obtiene a partir de la máxima resistencia a flexión, M_u , sin disminuir ($\phi=1.0$) obtenido de las combinaciones de carga de P_u .

Se utilizó el diagrama de iteración del muro en la base, el cual se realizó en el "section Designer" del Etabs.

CAPÍTULO III: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO ARCALAY

El objetivo de este capítulo es explicar, de forma detallada, la obtención de varios conceptos fundamentales de ingeniería sísmica, los cuales ayudarán a evaluar el desempeño sísmico del edificio ARCALAY. Así, en este capítulo se obtiene la curva de capacidad de la estructura, el espectro de capacidad, el espectro de demanda sísmica y el punto de desempeño de la estructura, cuyos conceptos teóricos se introdujeron en el marco teórico. Una parte importante en este capítulo constituye la aplicación del análisis estático no lineal, o análisis pushover, cuya realización requiere contar con los estudios preliminares que incluyen planos estructurales y arquitectónicos. Esta información preliminar servirá para realizar los cálculos estructurales exigidos por el análisis pushover y determinar si la estructura cumple con los límites de desempeño establecidos por el ASCE 41-13.

3.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Se determinó las cargas gravitacionales (muertas y vivas), así como los pesos, masas y espectro elástico para el Análisis Dinámico Modal Espectral de acuerdo con el RNC-07.

Posteriormente, con los datos obtenidos del Análisis Estructural, se analiza la estructura de acuerdo con el método de Análisis Estático No Lineal o Análisis Pushover.

3.1.1. Definición geométrica

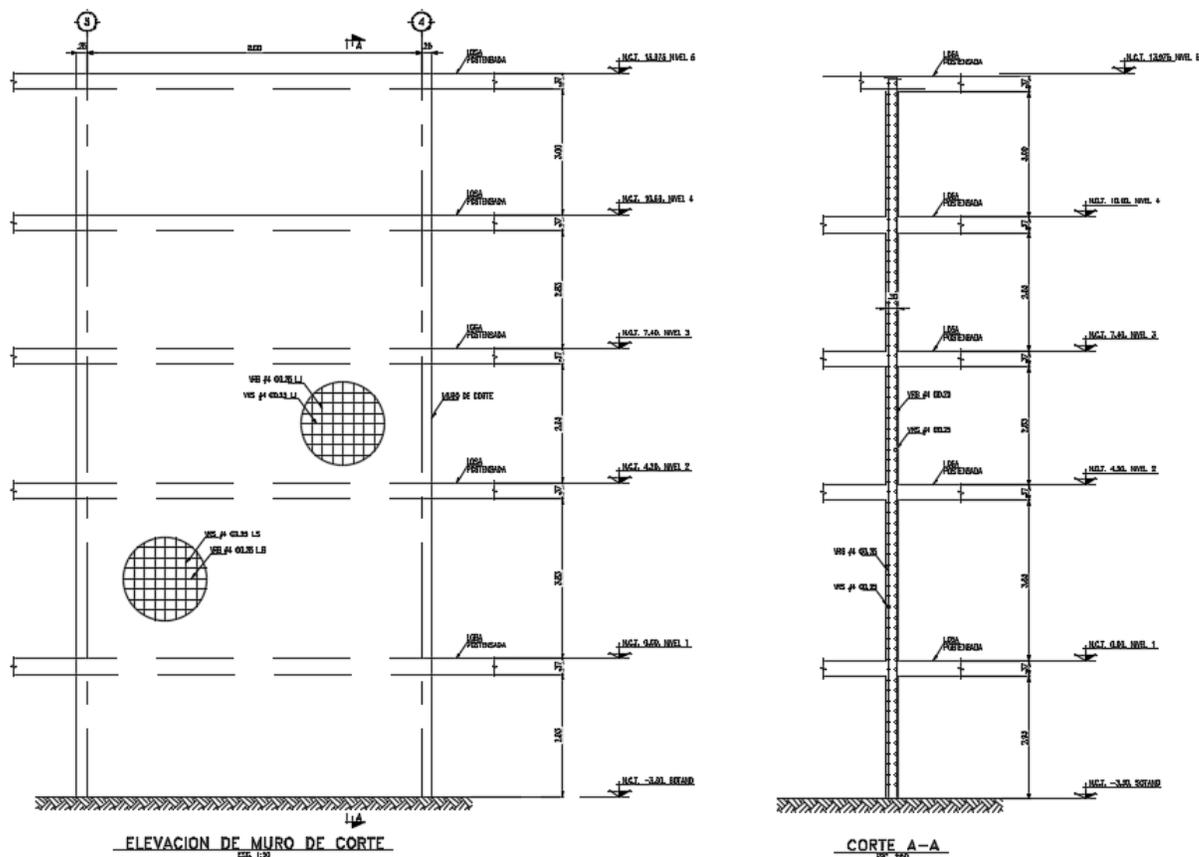
El edificio seleccionado es de concreto armado con 5 niveles, con un sistema de muros de corte lateral y central. El sistema de piso utilizado es a base de losa aligerada postensada en dos direcciones, con 37 cm de peralte, con una separación a ejes de 91 cm entre ellas, que descansa sobre el sistema vertical de soporte que a su vez está formado por columnas de concreto reforzado. (ver planos en Anexo A)

La estructura es concebida como un sistema ortogonal espacial en tres direcciones principales de elementos de concreto reforzado.

El sistema sismo-resistente está formado por marcos y muros de cortante, la transmisión de fuerzas hacia éstas se realiza por medio del sistema de las nervaduras del sistema de piso que actúa como un diafragma infinitamente rígido.

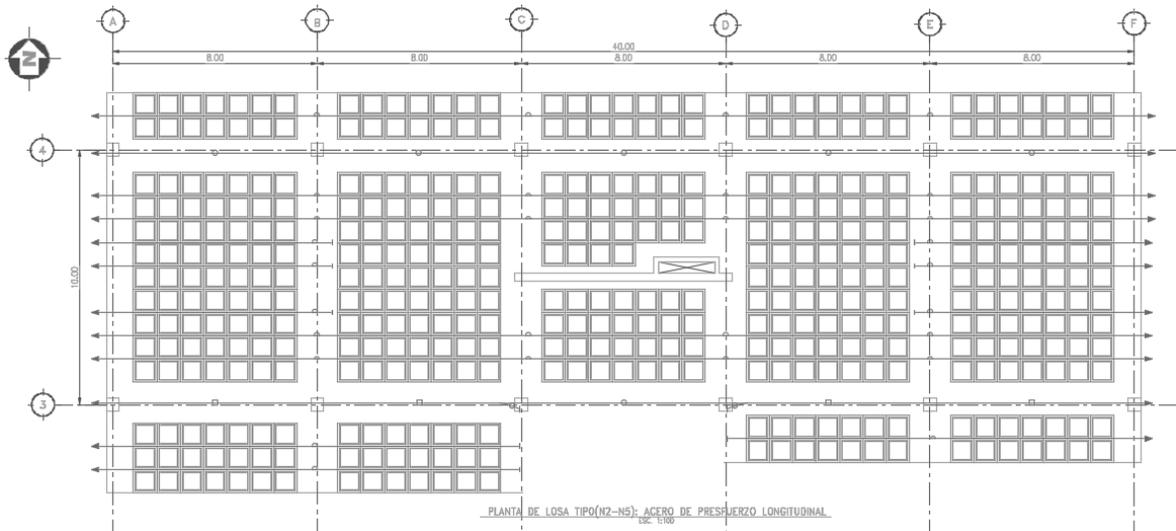
La planta y la elevación del edificio que se utiliza como caso de estudio, se muestra en la fig. 17 y fig. 18, El piso tipo tiene una altura de 3.20 mts. con la excepción del segundo nivel que tiene una altura de 4.20 mts. para obtener la geometría del edificio se analizó los planos, cuyos detalles más importantes se muestran a continuación.

Figura 17. Geometría en elevación del edificio de 5 niveles



Fuente: Planos Estructurales, ARCALAY.

Figura 18. Geometría en planta del edificio de 5 niveles



Fuente: Planos Estructurales, ARCALAY.

3.1.2. Datos previos de cálculo

Además de las cargas originadas por el peso propio del edificio, se consideran las cargas que se define en el Arto. 8 del RNC-07.

- Acciones permanentes.
- Acciones variables.
- Acciones accidentales.

3.1.2.1. Acciones permanentes: Cargas muertas

Se considera como carga muerta el peso de todos los elementos estructurales basados en las dimensiones de diseño (peso propio) y el peso permanente de materiales o artículos, tales como: paredes y muros, cielos rasos, pisos, cubierta, escaleras, equipos fijos y todas cargas que no son causadas por la ocupación del edificio.

A continuación, se detallan algunos pesos de materiales:

- Accesorios: Instalaciones eléctricas = 10.00 Kg/m²
- Cielo Falso: Lamina de Fibrocemento + estructura de aluminio = 7.00 Kg/m²
- Cubierta de piso: Piso cerámica = 30.00 Kg/m²

3.1.2.2. Acciones variables: Cargas vivas

Son cargas no permanentes producidas por materiales o artículo, e inclusive gente en constante movimiento. Para simplificar los cálculos las cargas vivas son expresadas como cargas uniformes aplicadas sobre el área de la edificación. A continuación, se detallan algunas cargas vivas en el diseño:

- De entrepisos y techos planos:
Entrepiso (Oficinas) = 250.00 kg/m²
Techos de losas con pendiente no mayor de 5% = 100 kg/m²

3.1.2.3. Acciones accidentales: Cargas sísmicas.

Las cargas sísmicas son acciones accidentales en la estructura o sea que solamente se presentan en la estructura por períodos cortos, minutos o segundos durante la vida útil de la estructura.

3.1.3. Principales características del edificio y parámetros de diseño:

- Sistema de Piso: *Sistema de Losa equivalente*
- Rigidez Lateral: Muros de Cortes.
- Resistencia característica de los materiales:
 $f'_c = 4,000 \text{ psi} = 280 \text{ kg/cm}^2$,
 $f_y = 60,000 \text{ psi} = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulos de elasticidad del concreto: $E_C = 57,000\sqrt{f'_c} = 3,604,996.7 \text{ psi}$
- Módulo de elasticidad del acero de refuerzo:
 $E_S = 29,000 \text{ ksi} = 2.1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$

3.1.4. Determinación de condiciones de regularidad.

Según las consideraciones del artículo 23 del RNC 07, el edificio no cumple con algunos de los requisitos de regularidad, como se describe a continuación.

1. La planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Estos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. *Cumple*

2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.

$$\frac{17.00}{10.00} = 1.70 < 2.5 \text{ Cumple}$$

3. La relación de largo a ancho de la base excede de 2.5.

$$\frac{40.00}{10.00} = 4 < 2.5$$

4. La planta tiene entrantes cuya dimensión exceden del 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.

$$0.20 * 10 = 2 < 3.45$$

$$0.20 * 40 = 8 < 8$$

5. En cada nivel tiene un sistema de piso rígido y resistente.

El sistema de piso del edificio es a base de losa postensada nervada, lo que la hace ligera pero muy rígida.

6. No hay aberturas en el sistema de piso cuya dimensión exceda del 20% de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20% del área de la planta.

$$\text{Longitud del hueco} = 2.20 \text{ m}$$

$$\text{Longitud total} = 40 \text{ m}$$

$$\% = \frac{2.20}{40.00} (100) = 5.50 \% < 20\%$$

7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, excede el límite de 110% en el nivel 2, y el del nivel 5 no es menor del 70% del piso inmediatamente inferior, (ver Tabla 6)

Tabla 6. Masas por nivel, condición de regularidad del Arto. 23_RNC

Masas por Nivel			
Nivel	W_i (ton)	Condición de regularidad_RNC	Cumple: SI/NO
5	426.04	No Cumple: >70% piso inferior	NO
4	532.20	Cumple <110%	SI
3	532.20	Cumple <110%	SI
2	550.60	No Cumple: >110% piso inferior	NO
1	476.92	-	-

Fuente: Resultados obtenidos del software Etabs 2016

8. El área delimitada en cada nivel por los elementos resistentes verticales es igual para el Nivel 2, 3, 4 y 5, exceptuando el primer Nivel, el Nivel 2 no cumple con la restricción, es mayor que 110% de la del piso inmediato inferior y menor que 70 % del Nivel 1. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.

$$A_1 = 10.50 * 40.50 = 425.25 \text{ m}^2$$

$$A_2 = A_3 = A_4 = A_5 = 591.01 \text{ m}^2$$

$$0.70 * 425.25 \text{ m}^2 = 297.68 \text{ m}^2 < 591.01 \text{ m}^2 < 1.10 * 425.25 \text{ m}^2 = 467.78 \text{ m}^2$$

9. Las columnas están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones, sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.

10. La rigidez al corte excede en más de 50% a la del entrepiso inmediatamente inferior del Nivel 3 y 4, respectivamente, (ver Tabla 7)

Tabla 7. Rigidez al corte, condición de regularidad del Arto. 23_RNC

Rigidez al Corte en cada Nivel.					
Nivel	V_x (ton)	Drift x cm	Rigidez x	Condición de regularidad_RNC	Cumple: SI/NO
5	216.74	0.5127	422.77	-	-
4	436.61	0.5257	830.52	No Cumple: >50% piso inferior	NO
3	605.59	0.4983	1215.30	No Cumple: >50% piso inferior	NO
2	727.73	0.5133	1417.79	Cumple: <50% piso inferior	SI
1	769.37	0.198	3885.14	-	-

Fuente: Resultados obtenidos del software Etabs 2016

Nota: Los porcentajes son mayores a 50% pero menores que 100%

11. La resistencia al corte excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior, respecto al Nivel 2, 3 y 4, (ver Tabla 8)

Tabla 8. Resistencia al corte, condición de regularidad del Arto. 23_RNC

Resistencia al Corte en cada Nivel.			
Nivel	Vx (ton)	Condición de regularidad_RNC	Cumple: SI/NO
5	216.74	--	-
4	436.61	No Cumple: >50% piso inferior	NO
3	605.59	No Cumple: >50% piso inferior	NO
2	727.73	No Cumple: >50% piso inferior	NO
1	769.37	-	-

Fuente: Resultados obtenidos del software Etabs 2016

Nota: Los porcentajes son mayores a 50% pero menores que 100%

12. La excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , no excede del diez por ciento de la dimensión en planta de cada entrepiso medida paralelamente a la excentricidad determinada. e_{sX} y e_{sY} , (ver anexos C.12)

Tabla 9. Excentricidad torsional, Arto. 23 RNC-07

Nivel	Dimensión		Exent X	Exent Y	$e_{sX} \leq 0.1dx$	$e_{sY} \leq 0.1dy$
	X (m)	Y (m)	$X_{CM}-X_{CR}$	$Y_{CM}-Y_{CR}$		
1	40.50	10.50	0.13	0.05	OK	OK
2	40.50	14.50	0.08	0.02	OK	OK
3	40.40	14.50	0.08	0.02	OK	OK
4	40.40	14.50	0.08	0.03	OK	OK
5	40.40	14.50	0.00	0.00	OK	OK

Fuente: Resultados obtenidos del software Etabs 2016

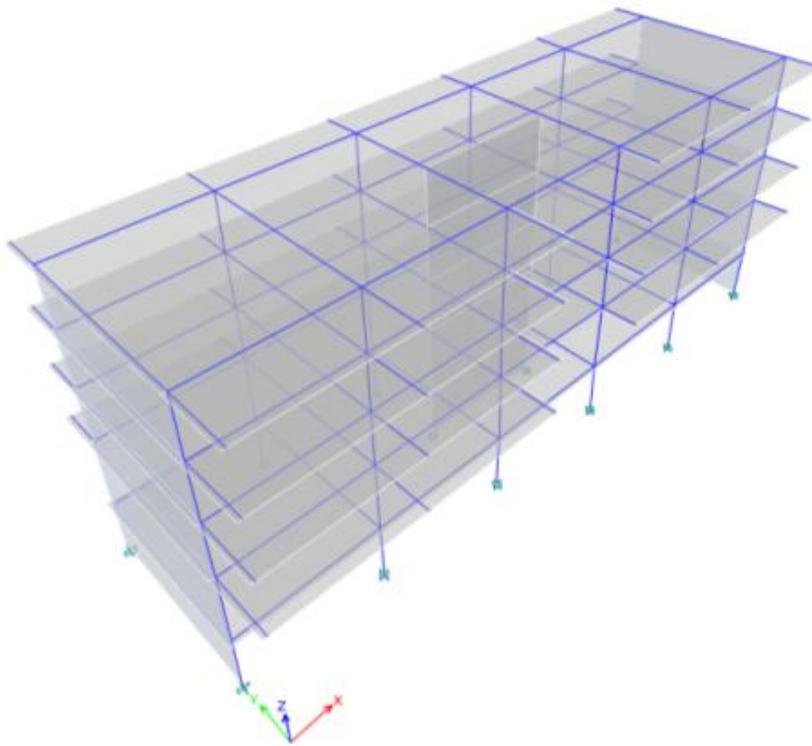
3.1.5. Corrección por irregularidad

El factor de reducción Q , se multiplica por 0.8 ya que no cumple con más dos requisitos de regularidad, según lo definido en el artículo 23 del RNC-07.

3.2. CREACIÓN DEL MODELO COMPUTACIONAL

Para realizar el Análisis Dinámico Modal Espectral y el Análisis Pushover es necesario utilizar un software de análisis y diseño estructural. En este trabajo se utilizó ETABS versión 16.2.0 La creación del modelo computacional se define con las dimensiones de todos los elementos estructurales, las cargas de servicio, así como, la cantidad y características de las barras que componen el acero de refuerzo de cada uno de los elementos. La recolección de la información mencionada es integrada en el software, con la finalidad de obtener un modelo computacional que se asemeje a la geometría y condiciones existentes de la edificación (Ver fig. 19).

Figura 19. Vista 3D edificio de 5 niveles



Fuente: Software ETABS.

Con el modelo computacional terminado el cual representa la distribución espacial de las masas y rigideces de la estructura, se puede proceder a obtener los diferentes modos de vibración a través de un análisis modal espectral.

3.3. ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL

Con el modelo computacional definido se aplicaron las cargas gravitacionales de servicio, tomando en cuenta los parámetros establecidos en el RNC-07 y los diferentes pesos por unidad de volumen, de cargas permanentes y variables que inciden en la edificación.

Esto permitió determinar los desplazamientos y fuerzas de los elementos estructurales. Se utilizó un espectro de respuesta elástico, estimando cada uno de los modos de respuesta en la estructura, seleccionando el número de modos de vibración donde el 90% de la masa del edificio participara en los movimientos de las direcciones ortogonales horizontales durante el sismo.

El análisis modal permitió calcular la forma y el período de vibración de cada modo, utilizando las masas y rigidez del edificio, asumiendo que la masa se encuentra concentrada en los pisos del Edificio, y que estos sólo tienen tres grados de libertad dinámicos.

Con el programa ETABS se calcularon las diferentes tendencias de vibración del edificio y permitió seleccionar el número de modos que se decidieron usar en el análisis, correspondiente al número de pisos, así como el procedimiento para hallar estas tendencias de vibración representativas.

Las propiedades modales se comprobaron al plantear la ecuación del movimiento (Ec.6) descrita en la sección 2.2.1.2.1 de este documento, suponiendo una forma de la respuesta e imponiendo que esta cumpla la ecuación que gobierna el movimiento del sistema. Lo que conlleva a resolver un problema de autovalores y autovectores.

Para el prototipo estructural las matrices son las siguientes:

- Matriz de masas:

$$M(\text{ton}) = \begin{pmatrix} 426.04 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 532.20 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 532.20 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & 550.60 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 476.92 \end{pmatrix}$$

Donde la primera fila corresponde al nivel de cubierta y la última al nivel de la planta baja.

- Matriz de Rigidez:

$$K (\text{ton/m}) = \begin{pmatrix} 518,650.90 & -137,537.40 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ -137,537.40 & 255,171.57 & -117,634.17 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & -117,634.17 & 197,896.34 & -80,262.17 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & -80,262.17 & 120,942.33 & -40,680.16 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & -40,680.16 & 40,680.16 \end{pmatrix}$$

- Modos de vibración y períodos propios de la estructura son:

$$\Phi_1 = \begin{pmatrix} 1.00 \\ 0.78 \\ 0.53 \\ 0.31 \\ 0.09 \end{pmatrix} \quad \begin{array}{l} T_1 = 0.409 \text{ s} \\ T_2 = 0.202 \text{ s} \\ T_3 = 0.136 \text{ s} \\ T_4 = 0.092 \text{ s} \\ T_5 = 0.053 \text{ s} \end{array}$$

T_1 =Período fundamental de la estructura, correspondiente al primer modo de vibración, determinado mediante un análisis dinámico modal espectral.

Nota: El resto de los modos de vibración están en Anexo F.1

Verificación del período fundamental aproximado, ASCE 7-10.

Se muestra el cálculo del período de vibración según el ASCE 7-10, para el sistema estructural formado por muros combinados con marcos dúctiles de concreto.

$$C_t=0.0488; \quad x=0.75; \quad h=17 \text{ m}$$

$$T_{a_x} = 0.0488 * (17.00)^{0.75} = 0.408561 \text{ sg} \cong 0.409 \text{ sg}$$

Límite máximo del período de vibración

$$T_{max} = C_u * T_a$$

$$T_{max} = 1.4 * 0.409 \text{ sg} = 0.572 \text{ sg}$$

3.3.1. Curva de demanda sísmica

Se ha utilizado el espectro de respuesta del RNC 07 a partir del valor de referencia a_g correspondiente a Managua (0.31g). El espectro se determinó utilizando las ecuaciones establecidas en el Capítulo II en base a la zona sísmica, tipo de suelo e importancia de la estructura. La determinación de dicho espectro es de gran importancia, ya que través de la intersección de éste con el espectro de capacidad, se determina el punto de desempeño del edificio.

- Clasificación de la estructura: Grupo B
- Ciudad: Managua
- Zona sísmica: C
- Tipo de suelo: Tipo I
- Factor de amplificación S: 1
- Aceleración máxima del terreno a_0 : 0.31s
- Aceleración de Diseño (Grupo B): 0.31s

A partir de los parámetros anteriores se construye el espectro elástico de respuesta conforme lo establecido en el Capítulo 2, (ver tabla 10).

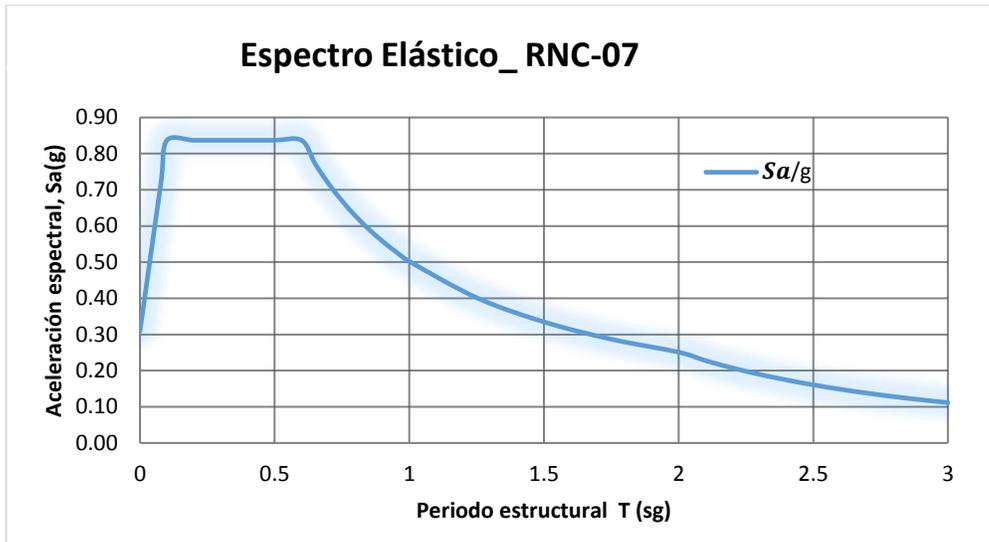
Tabla 10. Valores del período y aceleración de la curva de demanda

Curva de Demanda		
	T	S_a/g
	0	0.3100
	0.02	0.4154
	0.04	0.5208
	0.06	0.6262
	0.08	0.7316
T_a:	0.1	0.8370
	0.2	0.8370
	0.4	0.8370
	0.5	0.8370
	0.6	0.8370
T_b:	0.7	0.7174
	0.7	0.6696
	0.8	0.6278
	0.9	0.5286
	1.0	0.5022
	1.2	0.4018
	1.5	0.3348
	1.7	0.2870
	2.0	0.2511
	T_c:	2.1
2.2		0.2075
2.3		0.1899
2.4		0.1744
2.5		0.1607
2.6		0.1486
2.7		0.1378
2.8		0.1281
3.0		0.1116

Fuente: Elaboración propia

La demanda sísmica generalmente se representa por medio de un espectro de respuesta elástico. En la fig. 20 se muestra la configuración del espectro de respuestas elástico calculado con los factores determinados con anterioridad, el cual tiene las aceleraciones espectrales en el eje de las ordenadas, y los periodos naturales en el eje de las abscisas.

Figura 20. Espectro de Respuesta Elástico, RNC_07



Fuente: Elaboración propia

3.3.2. Espectro de demanda

Con el fin de aplicar el método de resolución gráficos que establece el FEMA 440, se obtiene a continuación el Espectro de demanda en formato aceleración-desplazamiento (ADRS, por sus siglas en inglés), a partir de la curva de demanda.

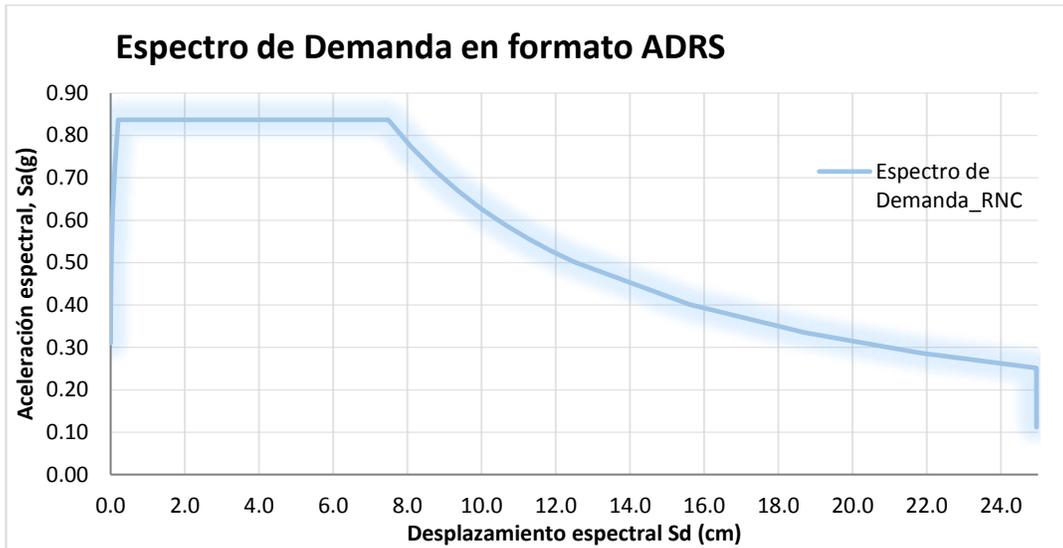
Tabla 11. Valores de la aceleración y desplazamiento espectral, RNC-07

Espectro de Respuesta		S_a/g	$S_{di}/g\text{ cm}$
S_a/g	$S_{di}/g\text{ cm}$		
0.31	0.00	0.63	9.98
0.42	0.00	0.59	10.61
0.52	0.02	0.56	11.23
0.63	0.06	0.53	11.86
0.73	0.12	0.50	12.48
0.84	0.21	0.40	15.60
0.84	0.83	0.33	18.72
0.84	1.87	0.29	21.84
0.84	3.33	0.25	24.96
0.84	5.20	0.23	24.96
0.84	7.49	0.21	24.96
0.77	8.11	0.14	24.96
0.72	8.74	0.13	24.96
0.67	9.36	0.12	24.96
		0.11	24.96

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_a \cdot g$$

Fuente: Elaboración propia

Figura 21. Espectro de Respuesta Elástica, (ADRS)



Fuente: Elaboración propia

El número de modos de vibración de la estructura necesarios para que al menos el 90% de la masa total participara en los movimientos de las direcciones ortogonales horizontales durante el sismo se muestran en la siguiente tabla con sus respectivos periodos (ver tabla 12).

Tabla 12. Modos y periodos de vibración de la estructura.

Modo	Período sec	Sum UX	Sum UY
1	0.409	0.8395	0
2	0.202	0.8395	0.8596
3	0.136	0.8395	0.8600
4	0.092	0.9154	0.8680
5	0.053	0.9154	0.9270
6	0.044	0.9587	0.9270
7	0.036	0.9587	0.9272
8	0.033	0.9823	0.9272
9	0.029	0.9854	0.9272
10	0.028	0.9854	0.9648
11	0.023	0.9854	0.9826
12	0.020	0.9854	0.9841
13	0.020	0.9854	0.9841
14	0.017	0.9854	0.9841
15	0.015	0.9854	0.9841

Fuente: Resultados del análisis en el ETABS

3.3.3. Revisión de los cortantes basales

Se verificó, como lo especifica el artículo 33 inciso a) del RNC, que en cada una de las direcciones consideradas se cumpla la siguiente relación entre el cortante basal estático y el cortante basal dinámico $V_0 \geq 0.8 * \frac{a}{Q\Omega^2} * W_0$, esto es, que el cortante basal dinámico V_0 , no sea menor que el 80 % del cortante basal estático. Si esta relación no se cumple, deben incrementarse todas las fuerzas de diseño y los desplazamientos laterales en una proporción tal que se cumpla esta relación. En la tabla 13 se observan los cortantes calculados para cada uno de los niveles del edificio, el cortante basal es el correspondiente al nivel 1.

Tabla 13. Revisión de los cortantes basales de la estructura.

Cortantes de entrepiso para los sismos estático y dinámico

Nivel	Sismo X V_x (tonf)	Sismo Esp X $V_{x\text{ Esp}}$ (tonf)	$V_{x\text{ Esp}} \geq 0.8V_x$
5	-216.7367	204.2708	OK
4	-436.6105	381.6874	
3	-605.5923	503.1676	
2	-727.7315	587.8182	
1	-769.3676	612.4345	

Fuente: Resultados del análisis en el ETABS.

Se puede notar que en la dirección de análisis se cumple con la relación de que el cortante basal dinámico sea por lo menos igual al 80 por ciento del cortante basal estático.

3.3.4. Revisión de los desplazamientos

Se estimaron los desplazamientos de entrepiso considerando el primer modo de vibración para la dirección de análisis con el fin de calcular las distorsiones para los estados límite de servicio y colapso respectivamente, indicados por el Reglamento.

3.3.4.1. Cálculo de desplazamientos en el estado límite de servicio

En la tabla 14 se muestran las distorsiones de entrepiso producida por las fuerzas laterales aplicadas en cada uno de los niveles, considerando la excentricidad torsional y una distorsión límite de 0.002 ya que existen elemento estructurales que soportan deformaciones apreciables ligados a la estructura. Se puede observar que cumple con las condiciones de servicio.

Tabla 14. Distorsiones de entrepiso en condiciones de servicio

Desplazamientos en el estado límite de servicio					
Nivel	hi	Δ_x	Δ_{XT}	$\bar{\delta}_{XT}$	Verificación: <0.002
5	3.2	0.99	2.37	0.0017	CUMPLE
4	3.2	0.76	1.84	0.0017	CUMPLE
3	3.2	0.54	1.28	0.0016	CUMPLE
2	4.2	0.32	0.76	0.0013	CUMPLE
1	3.2	0.09	0.21	0.0007	CUMPLE

Fuente: Resultados del Análisis modal_ETABS

3.3.4.2. Cálculo de desplazamientos en el estado límite de colapso

Para evaluar la condición en el estado límite de colapso se aplicó el artículo 34 del RNC, de manera que los desplazamientos obtenidos del análisis se multiplican por el factor $Q\Omega$ y se comparan con lo de la tabla 4 del inciso c) de dicho artículo. Para el sistema estructural en consideración, se tomará como parámetro que la diferencia entre los desplazamientos laterales de dos pisos consecutivos no será mayor que 0.015 veces la diferencia entre las elevaciones correspondientes, debido a que es un sistema con ductilidad limitada $Q=3$

Tabla 15. Distorsiones de entrepiso en el estado límite de colapso

Desplazamientos en el estado límite de colapso					
Nivel	hi	Δ_x	Δ_{XT}	$\bar{\delta}_{XT}$	Verificación: <0.015
5	3.2	0.99	5.92	0.0042	CUMPLE
4	3.2	0.76	4.59	0.0043	CUMPLE
3	3.2	0.54	3.21	0.0041	CUMPLE
2	4.2	0.32	1.90	0.0032	CUMPLE
1	3.2	0.09	0.53	0.0017	CUMPLE

Fuente: Resultados del Análisis modal_ETABS

3.4. PARAMETROS NO LINEALES DE LOS MATERIALES

De acuerdo a Mander, Priestley, and Park (1984), para representar la no linealidad, o el comportamiento más allá del punto de fluencia de los materiales, es necesario establecer un modelo matemático construido mediante la acción progresiva de la fuerza cortante de carga y descarga, lo que, a su vez, genera deflexiones.

Existe una serie de modelos constitutivos que definen la no linealidad del material y que representan el comportamiento histerético de los elementos, unos más complicados que otros, entre los cuales podemos mencionar: modelo bilineal, Modelo de la rigidez degradante de Clough y variantes, Modelo de Takeda, etc.

Para los parámetros no lineales del concreto, se tomó el modelo de histéresis de Takeda; el cual es un modelo histórico más refinado y sofisticado el cual fue desarrollado por Takeda a partir de resultados experimentales de ensayos realizados en elementos de concreto reforzado con un simulador sísmico en la Universidad de Illinois, este modelo incluye tanto los cambios de rigidez en el agrietamiento por flexión y fluencia, así como, las características de endurecimiento por flexión

Para definir la curva de esfuerzo deformación del concreto se utilizó el modelo de concreto confinado de Mander; el cual está definido por una curva continua que considera que el efecto de confinamiento no sólo incrementa la capacidad de deformación del concreto, sino también su resistencia a la compresión, (ver Anexo C.4).

Para el acero de refuerzo se definió el modelo histerético de Kinematic; el cual es un modelo que se basa en el comportamiento de endurecimiento cinemático que es muy común en los metales y es el modelo que se encuentra por defecto en el software de análisis estructural Etabs. Para la curva esfuerzo deformación se utilizó el modelo de Park, el cual toma en cuenta el efecto de endurecimiento del material., (ver Anexo C.5).

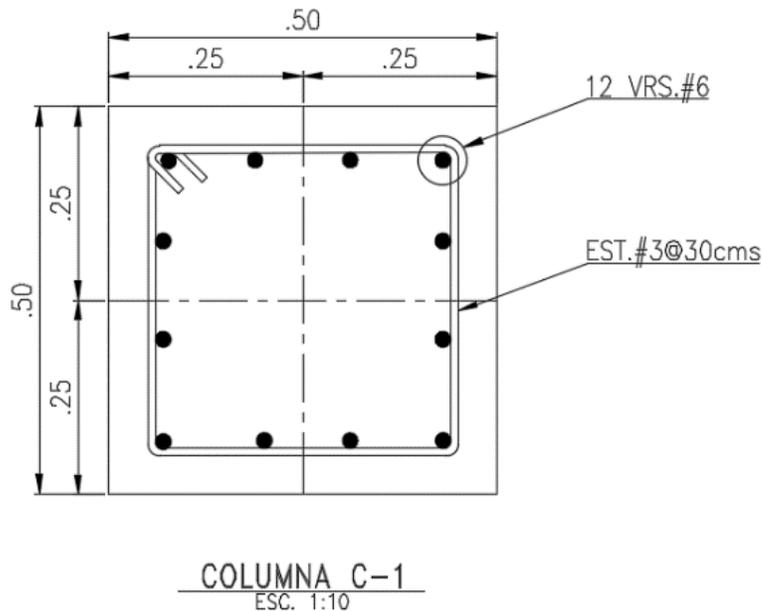
3.5. RÓTULAS PLÁSTICAS

Para el análisis no lineal de la estructura, es necesario conocer el diagrama momento-rotación o el diagrama momento-curvatura, para las vigas y columnas de concreto armado.

La asignación del número de rotulas plásticas dentro de los elementos estructurales persigue capturar cualquier comportamiento no lineal que se presente en dichos elementos. Así, se puede determinar si las rótulas se forman primero en las vigas (mecanismo deseado) o en las columnas (mecanismo indeseado).

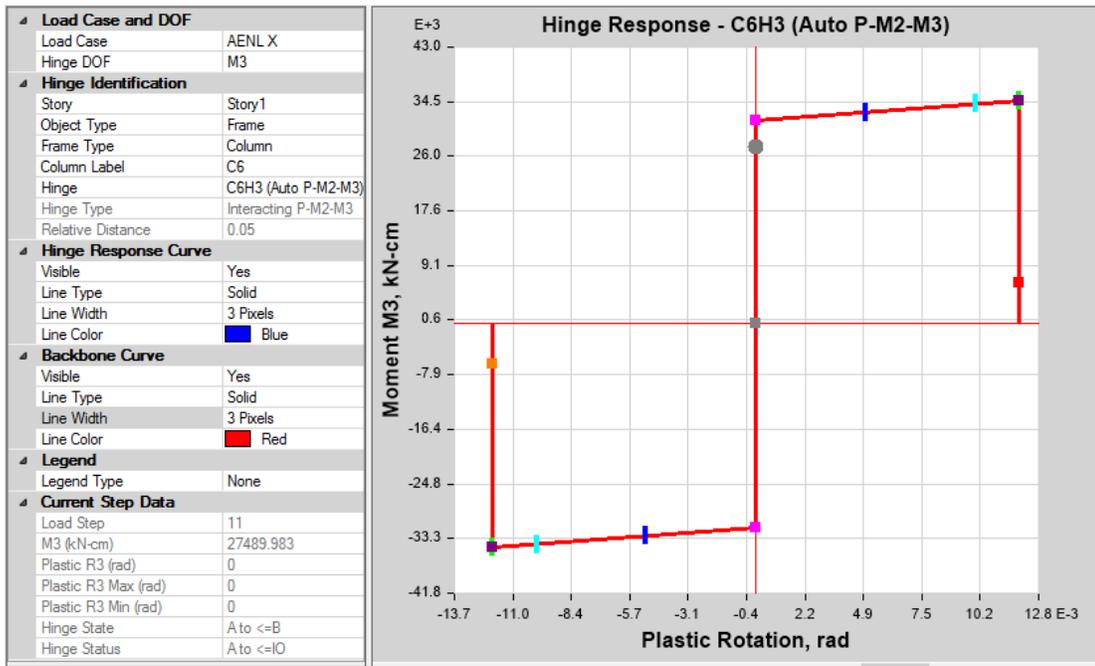
La asignación de las rotulas plásticas para vigas y columnas que forman parte del sistema resistente a fuerza sísmica se realizó automáticamente mediante las tablas 10-7 y 10-8 del ASCE 41-13, las rótulas se generan a una distancia relativa del 5% y 95% de la distancia total del elemento. Como ejemplo ilustrativo se muestran los resultados para la columna (C-1 3-A' N1). Estas secciones son elementos de borde y, por ende, están expuestas a mayores acciones internas.

Figura 22. Sección transversal de la columna C-1, Eje 3-A, N1



Fuente: Planos Estructurales del edificio ARCALAY.

Figura 23. Diagrama Momento-Rotación rótula plástica, C-1, Eje 3-A, N1

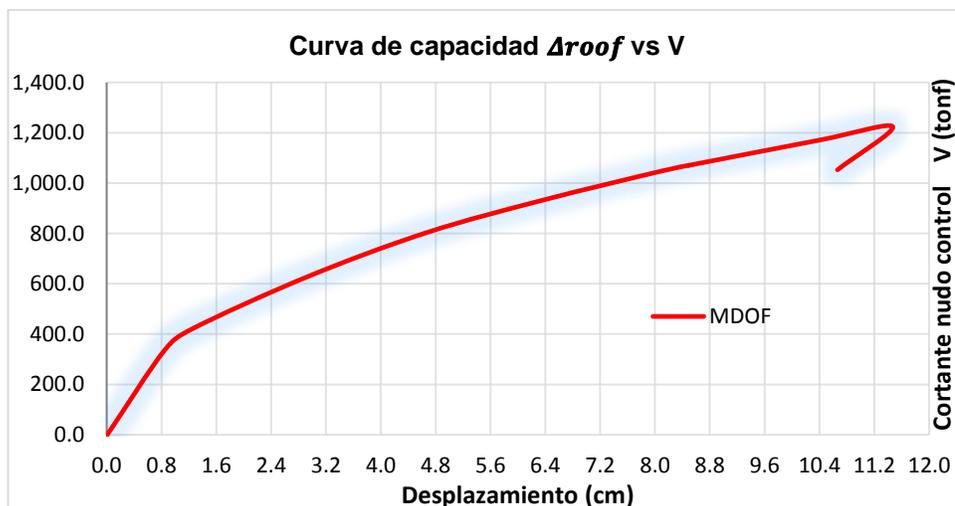


Fuente: Resultados del análisis en el ETABS

3.6. CURVA DE CAPACIDAD

Con todos los criterios anteriores definidos en el programa de ETABS, se obtuvo una curva de capacidad, la cual corresponde a una distribución uniforme de carga lateral, (pushover convencional), consistente en fuerzas laterales proporcionales a la masa en cada nivel, impuesta por el espectro de demanda sísmico. La curva se muestra a continuación:

Figura 24. Curva de capacidad (Análisis Estático No Lineal)



Fuente: Elaboración propia

Tabla 16. Datos sobre la curva de capacidad

Datos sobre la Curva de Capacidad:	
Número de "steps" en análisis pushover	11 pasos
Máximo desplazamiento Alcanzado, S_{du} :	8.2 cm
% de desplazamiento máximo respecto a la altura del pórtico:	0.48 %
Desplazamiento correspondiente a la aparición de la primera rótula, S_{dy} :	0.96 cm
% de desplazamiento correspondiente a la aparición de la primera rotula respecto a la altura del pórtico:	0.06 %
Máximo cortante basa $V_{B_m\acute{a}x}$:	1223.86 ton
Cortante correspondiente a la aparición de la primera rótula V_y	1047.34 ton

3.7. ESPECTRO DE CAPACIDAD

Para usar el "Método del espectro de capacidad" propuesto por el ATC-40 es necesario convertir la Curva de Capacidad, que está en términos del cortante basal y desplazamiento del techo, a un Espectro de Capacidad, que es una representación de la Curva de Capacidad en un formato de Espectro de Respuesta Aceleración-desplazamiento (ADRS), (S_a vs S_d).

A continuación, se transforma el sistema estructural en un sistema equivalente de 1GDL. Para ello, a partir de la curva de capacidad, es necesario realizar, punto a punto, una conversión a las coordenadas espectrales del primer modo de vibración, obteniéndose así el espectro de capacidad.

Es necesario, en primer lugar, calcular el coeficiente de participación del primer modo Γ_1 (ver Capítulo 2, Ec-40 donde se deducen algunas de las principales expresiones del análisis modal).

- *Matriz de masas*

$$M(\text{ton}) = \begin{pmatrix} 426.04 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 532.20 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 532.20 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & 550.60 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 476.92 \end{pmatrix}$$

- Modos de vibración y periodos propios

$$\Phi_1 = \begin{pmatrix} 1.00 \\ 0.78 \\ 0.53 \\ 0.31 \\ 0.09 \end{pmatrix} \quad I = \begin{pmatrix} 1.00 \\ 1.00 \\ 1.00 \\ 1.00 \\ 1.00 \end{pmatrix}$$

- Factor de participación modal del primer modo, representa la contribución del sismo al primer modo natural de vibración

$$\Gamma = \frac{\Phi_i^T * M * I}{\Phi_i^T * M * \Phi_i} = 1.40$$

- Coeficiente de masa modal para el primer modo natural de vibración

$$\alpha_1 = \frac{\Gamma^2 \cdot \Phi_i^T \cdot M \cdot \Phi_1}{J_i^T * M * J} = 0.745$$

Conocidos Γ_1 y α_1 , se puede construir el espectro de capacidad:

Tabla 17. Valores de la curva de capacidad

Curva de Capacidad		
Steps	Δ_{roof} cm	V ton
0	0.01	0.00
1	0.84	334.91
2	1.26	422.03
3	2.94	628.88
4	4.68	804.08
5	6.38	932.92
6	8.09	1047.34
7	8.49	1070.55
8	8.50	1070.41
9	10.40	1170.50
10	11.47	1223.86
11	10.66	1052.42

$$S_a = \frac{V}{\alpha_1 \bar{W}}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{\Gamma_1 \cdot \Phi_{roof,1}}$$

$$\alpha_1 = 0.745$$

$$\Gamma_1 = 1.40$$

$$\Phi_{roof,1} = 1$$

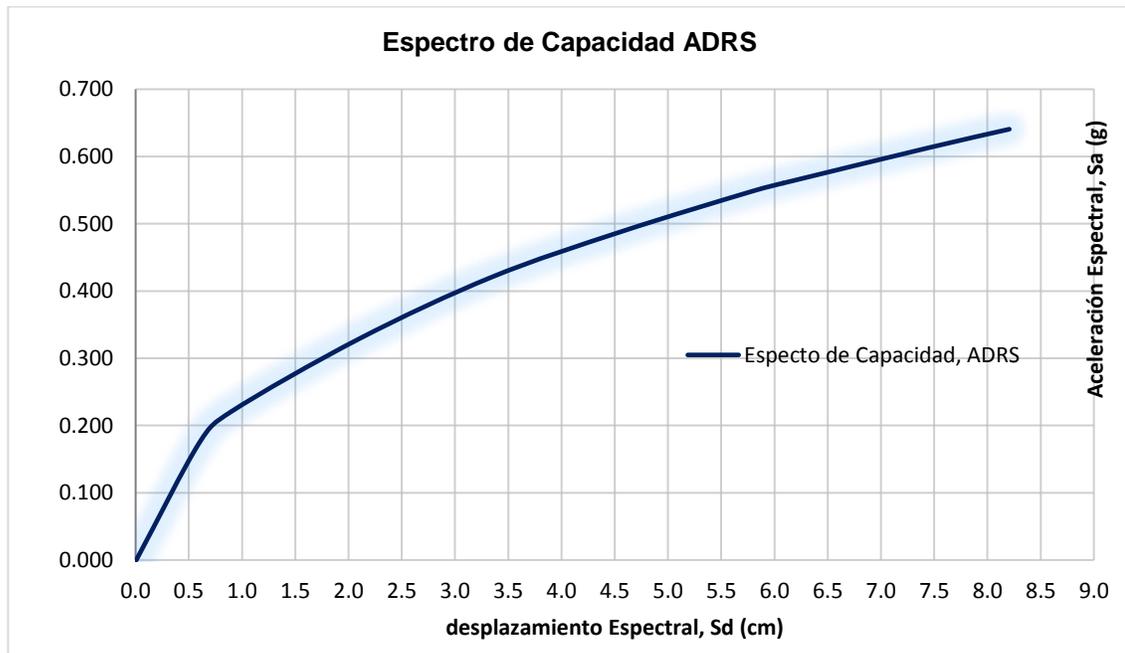
$W(\text{tn}) = 2517.96 \text{ ton}$

Tabla 18. Valores del espectro de capacidad

Espectro de Capacidad		
Steps	S_d cm	S_a /g
0	0.006	0.000
1	0.602	0.179
2	0.900	0.225
3	2.101	0.335
4	3.346	0.429
5	4.558	0.497
6	5.784	0.558
7	6.074	0.571
8	6.074	0.571
9	7.433	0.624
10	8.200	0.652

La grafica del Espectro de capacidad obtenida es la siguiente:

Figura 25. Espectro de capacidad _ (Análisis Estático No Lineal)



Fuente: Elaboración propia

El espectro de capacidad que se obtiene del software ETABS es ligeramente diferente al calculado anteriormente dado que el programa no aplica un coeficiente de participación modal Γ_1 y un ratio de masa movilizada α_1 constante para toda la conversión, sino que, en cada paso de carga del análisis pushover, recalcula los coeficientes Γ_1 y α_1 .

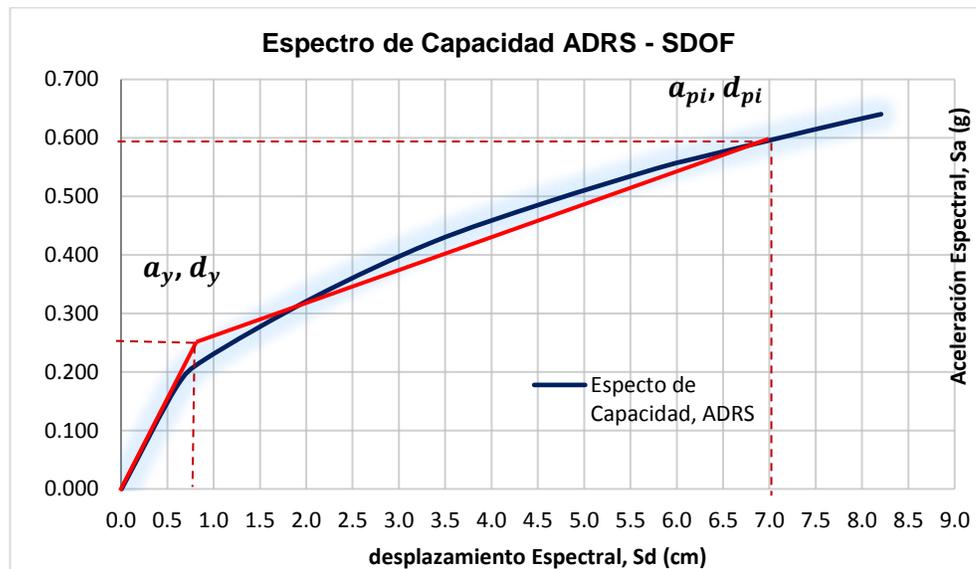
El programa asume como distribución del primer modo de vibración ϕ_1 los desplazamientos obtenidos para cada paso de carga y con este modo ϕ_1 recalcula Γ_1 y α_1 . Mediante esta aproximación el programa varía el valor de Γ_1 y α_1 para cada paso de carga, pero sin llegar a recalcular los modos de vibración de la estructura haciendo un cálculo de autovectores con las rigideces secantes correspondientes a cada paso de carga. No obstante, las variaciones obtenidas en el espectro al tener en cuenta este ajuste, el cual pretende arrojar resultados más precisos, son muy poco significativas.

El software ETABS implementa el Método del Espectro de Capacidad del FEMA 440, de acuerdo a lo establecido en la sección 2.3 del Capítulo II. Con el software se encontró el diagrama bilineal del espectro de capacidad, se realizó la linealización del sistema equivalente y finalmente el punto de desempeño de la estructura.

3.8. PUNTO DE DESEMPEÑO

Una vez se obtienen los resultados del Análisis Estático No lineal, se calcula el punto de desempeño en coordenadas espectrales, y la ductilidad μ asociada.

Figura 26. Espectro de capacidad _ SGDL (Análisis Estático No Lineal)



Fuente: Elaboración propia

Tabla 19. Coordenadas espectrales de la aceleración

Coordenadas Espectrales de la Aceleración	
<i>Aceleración máxima: a_{pi}</i>	0.58
<i>Desplazamiento máximo: d_{pi}</i>	7.12
<i>Aceleración de fluencia: a_y</i>	0.23
<i>Desplazamiento de fluencia: d_y</i>	0.96

Ductilidad μ , a partir del desplazamiento de fluencia espectral d_y , correspondiente al inicio de la plastificación en la representación bilineal.

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = \frac{7.12}{0.96} = 7.42$$

Conocido el valor de μ se puede calcular el periodo efectivo T_{eff} del sistema equivalente, así como el amortiguamiento efectivo β_{eff} :

- Calculo de T_{eff} : Para $\mu \geq 7.42$:
-Periodo inicial de la estructura, correspondiente a la aparición de la primera rótula, $T_o = 0.371$ sg

$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(7.42-1)}{1+0.05(7.42-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} * 0.371 = 0.783 \text{ sg}$$

- Calculo de β_{eff} Para $\mu \geq 7.42$:
Amortiguamiento inicial de la estructura, $\beta_0 = 5\%$

$$\beta_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(7.42-1)-1}{[0.64(7.42-1)^2]} \right] \left(\frac{0.783}{0.371} \right)^2 + 0.05 = 0.206$$

- Usando el amortiguamiento efectivo, ajustar el espectro inicial.

Para calcular el factor B, debe emplearse la Ec.51, que se encuentra en el Capítulo II de este informe.

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff} (0.2058 * 100)} = 1.553$$

- Calcular el factor M en función del periodo efectivo y multiplicar el espectro ADRS para generar el espectro MADRS

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}} \right)^2 = \left(\frac{0.783}{0.699} \right)^2 = 1.255$$

Valores del espectro de respuesta correspondiente al amortiguamiento inicial y el otro al efectivo, respectivamente:

Tabla 20. Espectro de demanda reducido, β_{eff}

$\beta_{eff}(ADRS)$	
S_a/g	$S_{ai}/g\ cm$
0.200	0.00
0.267	0.00
0.335	0.01
0.403	0.04
0.471	0.07
0.539	0.13
0.539	0.54
0.539	4.82
0.497	5.22
0.462	5.62
0.431	6.03
0.404	6.43
0.380	6.83
0.359	7.23
0.340	7.63
0.323	8.04
0.259	10.04
0.216	12.05
0.185	14.06
0.162	16.07
0.147	16.07
0.134	16.07
0.082	16.07
0.077	16.07

Tabla 21. Espectro de demanda Modificado, M .
(MADRS)

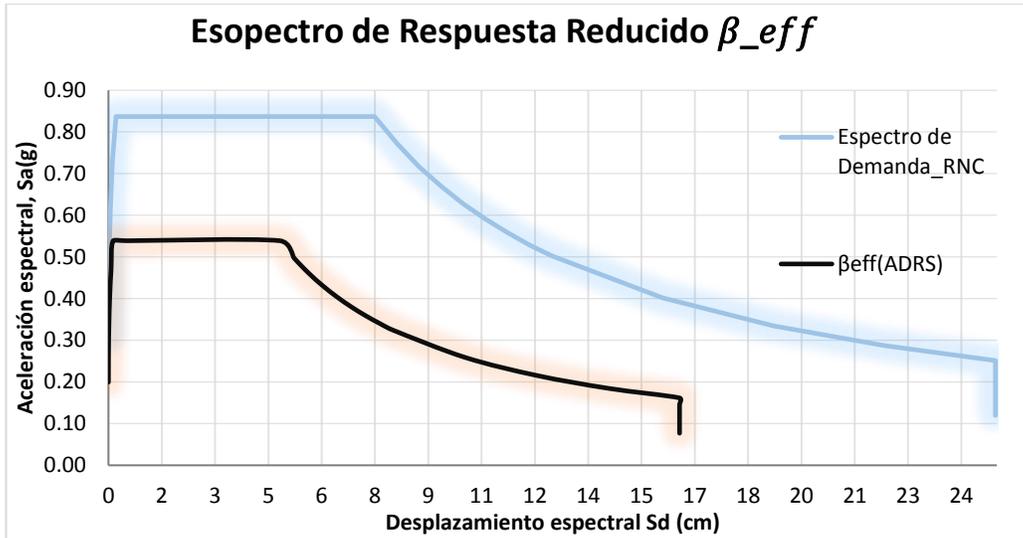
S_a/g	$S_{ai}/g\ cm$
0.251	0.00
0.336	0.00
0.421	0.02
0.506	0.05
0.591	0.09
0.676	0.17
0.676	0.67
0.676	6.05
0.624	6.56
0.580	7.06
0.541	7.56
0.507	8.07
0.477	8.57
0.451	9.08
0.427	9.58
0.406	10.08
0.325	12.61
0.271	15.13
0.232	17.65
0.203	20.17
0.184	20.17
0.168	20.17
0.104	20.17
0.097	20.17

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$(S_a)\beta_\beta * M$$

En la fig. 27 se representa comparativamente los dos espectros de respuesta, uno correspondiente al amortiguamiento inicial, β_0 y el otro al efectivo, β_{eff} observándose la reducción de un espectro frente al otro.

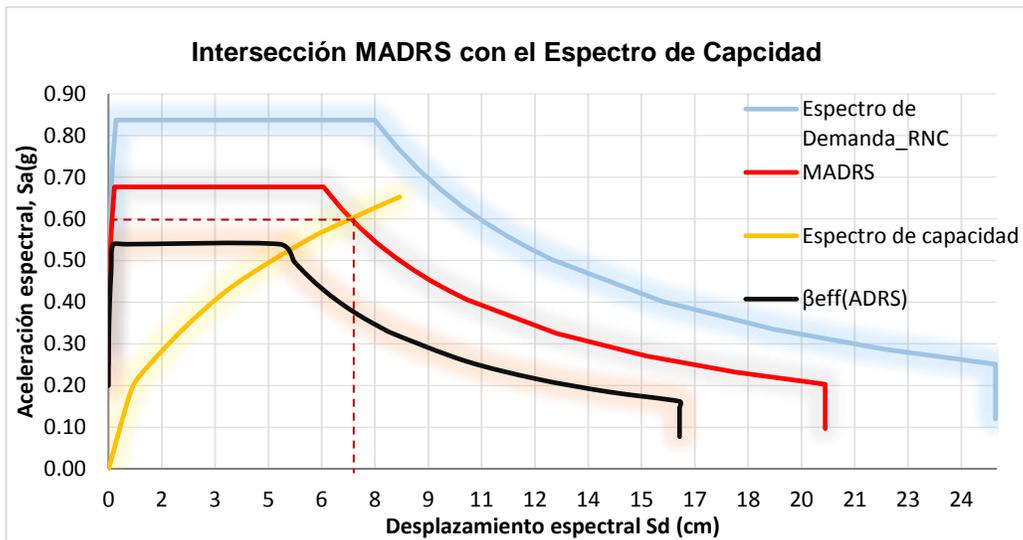
Figura 27. Reducción del espectro de respuesta, β_{eff} (ADRS)



Fuente: Elaboración propia

Determinación del desplazamiento máximo estimado utilizando la intersección del espectro de capacidad con MADRS, mediante el procedimiento B de linealización del FEMA 440, ver sección 2.3.4.2, Capítulo II.

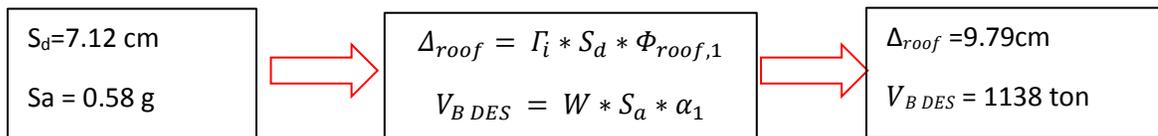
Figura 28. Determinación del desplazamiento máximo “d_pi”



Fuente: Elaboración propia

En la fig. 28 se observan tres espectros de respuesta (curvas de demanda), la primera de ellas se corresponde con el amortiguamiento inicial de la estructura β_0 El segundo corresponde al amortiguamiento efectivo β_{eff} modificado por el coeficiente M para obtener el espectro de respuesta en el formato MADRS, la tercera es la curva afectada por el amortiguamiento efectivo β_{eff} De esta manera, el punto de desempeño se localiza en la intersección de la curva de demanda (MADRS) y el espectro de capacidad.

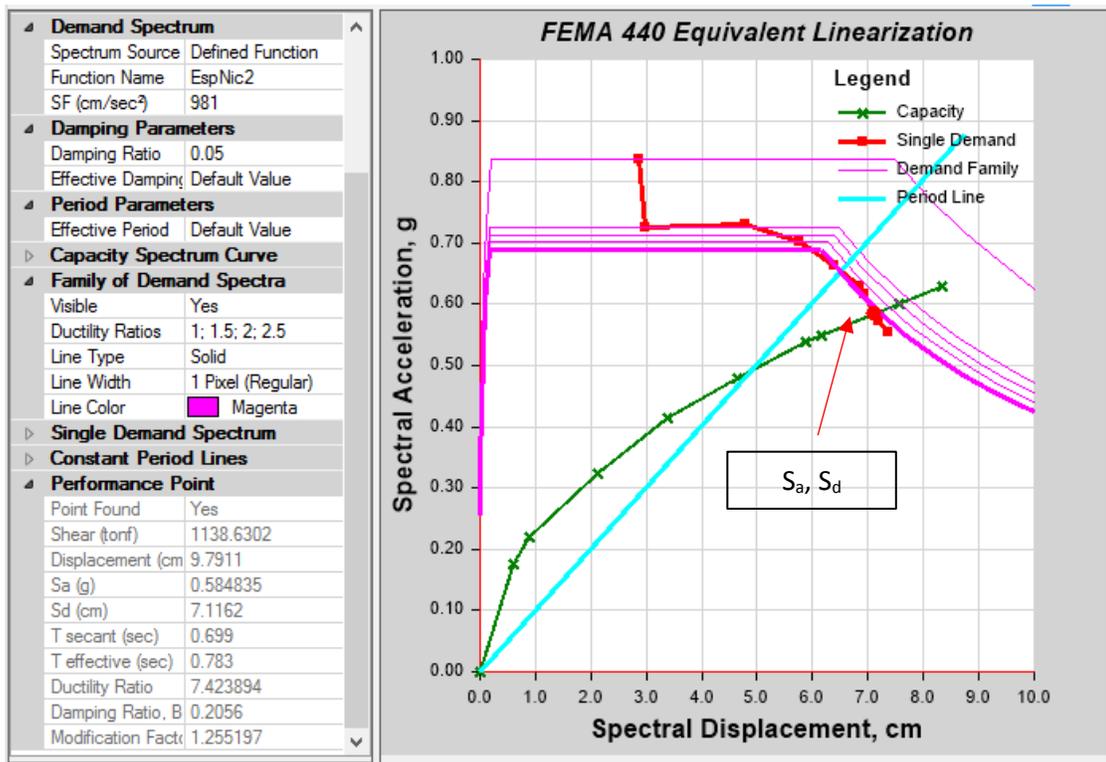
Finalmente, a partir del punto de desempeño en coordenadas espectrales (S_d, S_a), volviendo a transformar el sistema a un sistema de varios gdl, se obtiene el punto de desempeño en coordenadas físicas ($\Delta_{roof}, V_{B\ DES}$) referido a la curva de capacidad de la estructura:



El resultado de la ecuación anterior indica que el desplazamiento máximo esperado en la azotea del edificio es de ($\Delta_{roof} = 9.79 \text{ cm}$), para el escenario que plantea el espectro de respuesta elástico dado del RNC y las condiciones en las que se encuentra la estructura, siendo esta una demanda sísmica con un 10% de ocurrencia en 50 años, calculado de forma manual con el método del Espectro de capacidad.

Para corroborar y validar el resultado de desplazamiento máximo obtenido del método manual, se calculó el punto de desempeño utilizando el método del FEMA 440, la cual presenta una mejora en el proceso de la linealización equivalente del método, respecto al de la ATC-40. Esta metodología de análisis es mucho más precisa ya que realiza un proceso iterativo superponiendo la curva de capacidad, obtenida del análisis pushover, con la demanda sísmica según el RNC-07, hasta obtener el punto óptimo de la estructura denominado “punto de desempeño”. Con el uso de ETABS 2016 se tiene la ventaja de realizar este cálculo con facilidad y los resultados se muestran en la figura siguiente.

Figura 29. Punto de desempeño. FEMA 440 EL- (ETABS)

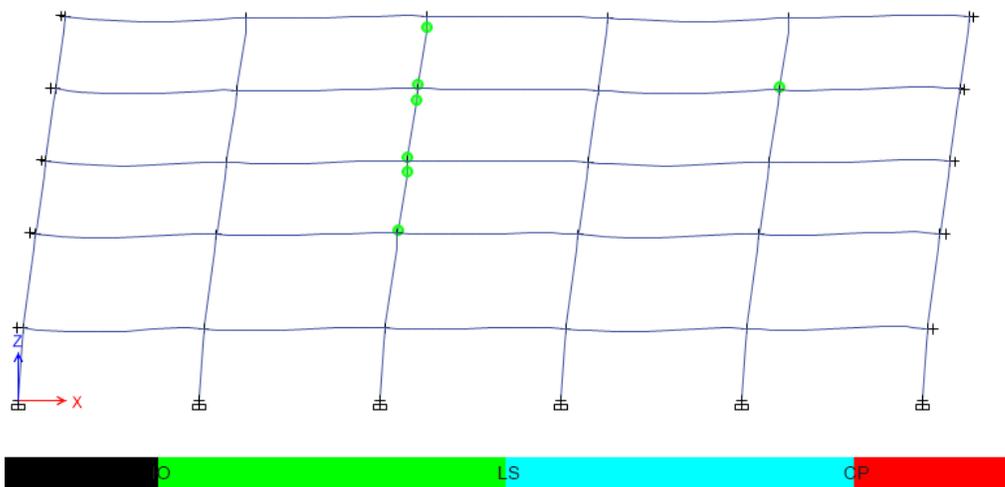


Fuente: Software de análisis, ETABS

3.9. NIVEL DE DAÑO

En lo referente a la respuesta de la estructura para la demanda sísmica impuesta, y el nivel de daños asociado a dicha respuesta, se observa que se forman rótulas plásticas en los extremos de numerosos elementos.

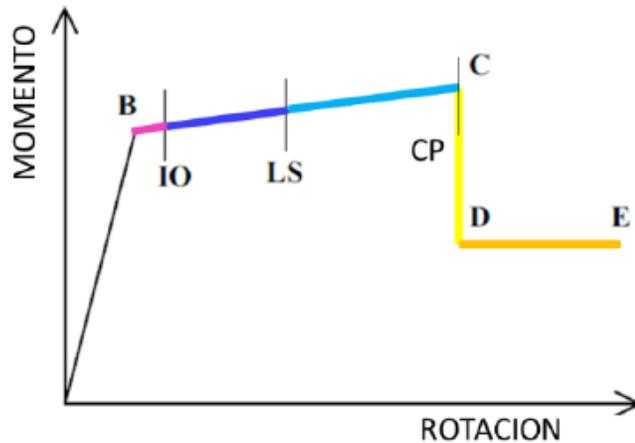
Figura 30. Nivel de daño en el punto de desempeño.



Fuente: Software de análisis, ETABS

Luego de realizar la corrida del modelo generado, se empieza a ver paso por paso la generación de las rotulas plásticas y la implicación en la estructura, (ver Anexo C.22 a C.25). Del paso 1 al paso 5 no hay aparición de rótulas en el modelo, del paso 6 al paso 8 aparecen las primeras rótulas plásticas en el modelo, el nivel de daños en todas las rótulas es leve estando en todos los casos la demanda de giro por debajo del nivel de “seguridad de vida” (LS), del paso 9 al paso 11 aparecen rotulas que sobrepasan el estado límite de seguridad de vida, según la fig. 31 correspondiente a la clasificación propuesta por el ASCE 41-13 detallada en mayor profundidad en la sección 2.2.5 del Capítulo II.

Figura 31. Clasificación del nivel de daño en rotulas plásticas



3.9.1. Verificación del desempeño sísmico del edificio

En base a los resultados descritos anteriormente, se seleccionó el mayor valor de desplazamiento, siendo este el máximo desplazamiento esperado en la azotea del edificio ($\Delta_{roof} = 9.79$ cm, ETABS), para realizar el chequeo con el límite de estado de daño seguridad de vida (LS) y el estado de Daños Controlados, se calculan los desplazamientos límites permisibles, de la siguiente manera:

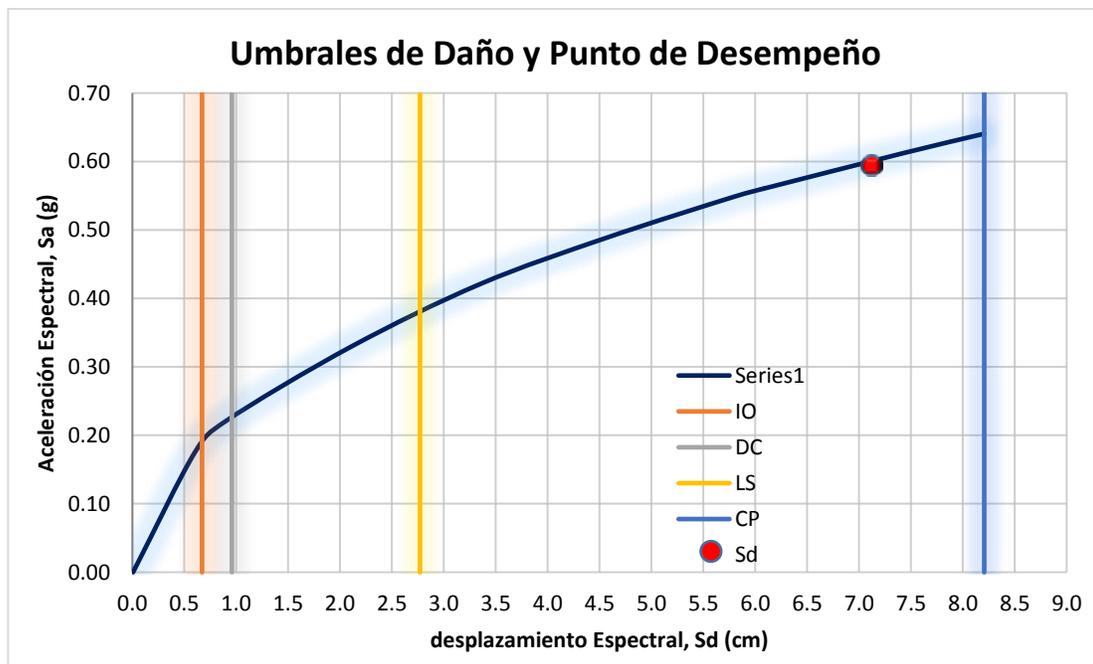
Tabla 22. Umbrales de desplazamiento (cm)

Criterio	Desplazamiento
$0.7 * S_{dy}$	0.655
S_{dy}	0.935
$S_{dy} + 0.25 * (S_{du} - S_{dy})$	2.753
S_{du}	8.206

Se ha generado el espectro de capacidad en forma gráfica (fig.32), con los umbrales de daño y el punto de desempeño representado, de modo que se aprecie de forma visual el nivel de desempeño.

De acuerdo con lo anterior, el desplazamiento de $S_d=7.12$ cm obtenido con una demanda sísmica con 10% de probabilidad de ocurrencia en 50 años cumple para el límite permisible para el estado límite de colapso, $S_d=7.12$ cm \ll $S_{du}=8.206$ cm

Figura 32. Nivel de desempeño, AENL.



Fuente: Elaboración propia.

Como puede observarse en el gráfico, todos los niveles se encuentran a la izquierda del punto de desempeño para la demanda sísmica impuesta, y

ligeramente por encima del umbral de la seguridad para la vida, pero dentro de la estabilidad estructural – daño severo-, sin llegar al estado límite de colapso estructural.

En la fig. 32. se muestra la curva de capacidad con sus respectivos límites de desplazamientos para los niveles de desempeño establecidos en el ASCE 41-13, Como se puede observar, la curva de capacidad se encuentra en el rango no lineal para el desplazamiento de $\Delta_{roof}=9.79$ cm, lo que significa que, si la estructura se descarga en ese instante, presentará remanentes de deformación, lo cual daría como resultado daños correspondientes al nivel de desempeño seguridad de vida. En columnas y vigas de los ejes primarios, las deformaciones por aplastamiento en el concreto son menores a 0.003. Se generan pequeñas pérdidas de la capa superficial del concreto en algunos lugares (descamación), así como grietas por flexión y cortante.

El punto de desempeño calculado con un valor de $\Delta_{roof}=9.79$ cm cumple con el objetivo de desempeño propuesto para la estructura en estudio. El punto se localiza entre el límite de prevención de colapso y el límite de seguridad de vida, dejando una holgura para mantener la seguridad de vida de los ocupantes de la edificación, asegurando así una ductilidad adecuada de la estructura.

CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE MUROS DE CORTE

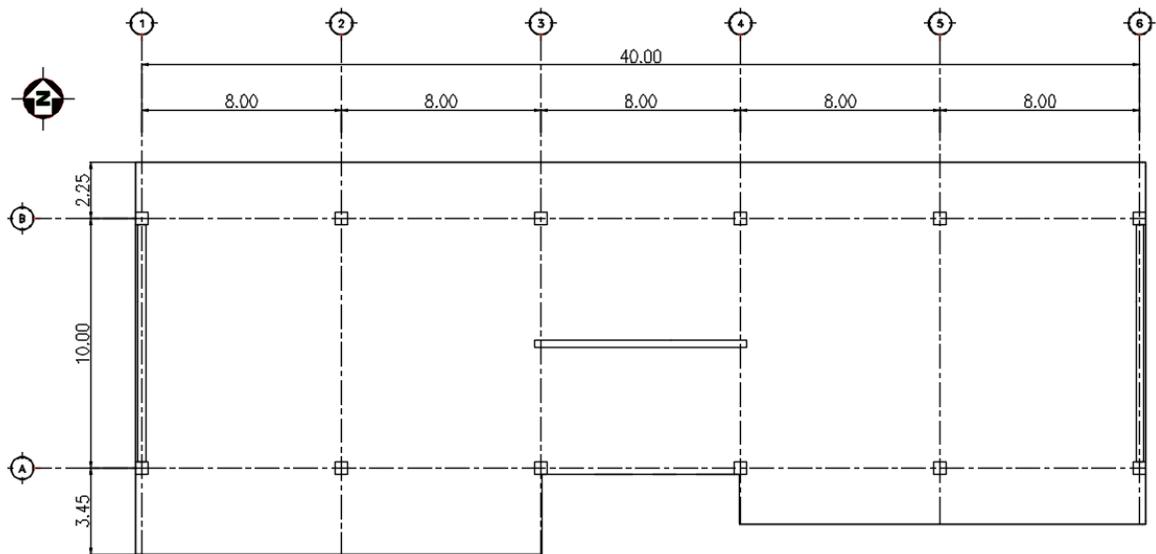
A fin de verificar los criterios de diseño sísmico aplicados en el diseño de los muros estructurales del edificio ARCALAY, se seleccionó el muro de corte del eje 1 (tramo A-B) del primer nivel, con el objetivo de analizar si tiene la resistencia y capacidad de deformación adecuada, que le permita tener un comportamiento dúctil antes de fallar. Esto se logra cuando se presenta un comportamiento predominantemente regido por flexión más que por cortante.

Se realizó el análisis y diseño sísmico del muro de corte, utilizando las disposiciones contenidas en el capítulo 18 del ACI 318-14, además se tomó en cuenta los criterios establecidos en el libro del Dr. Fargier L.B. y Fargier L.E.(2010)

4.1. SIMPLIFICACIONES ADOPTADAS PARA LOS DATOS INICIALES

En la Figura 33 se muestra la vista en planta del edificio estudiado.

Figura 33. Vista en Planta del edificio.

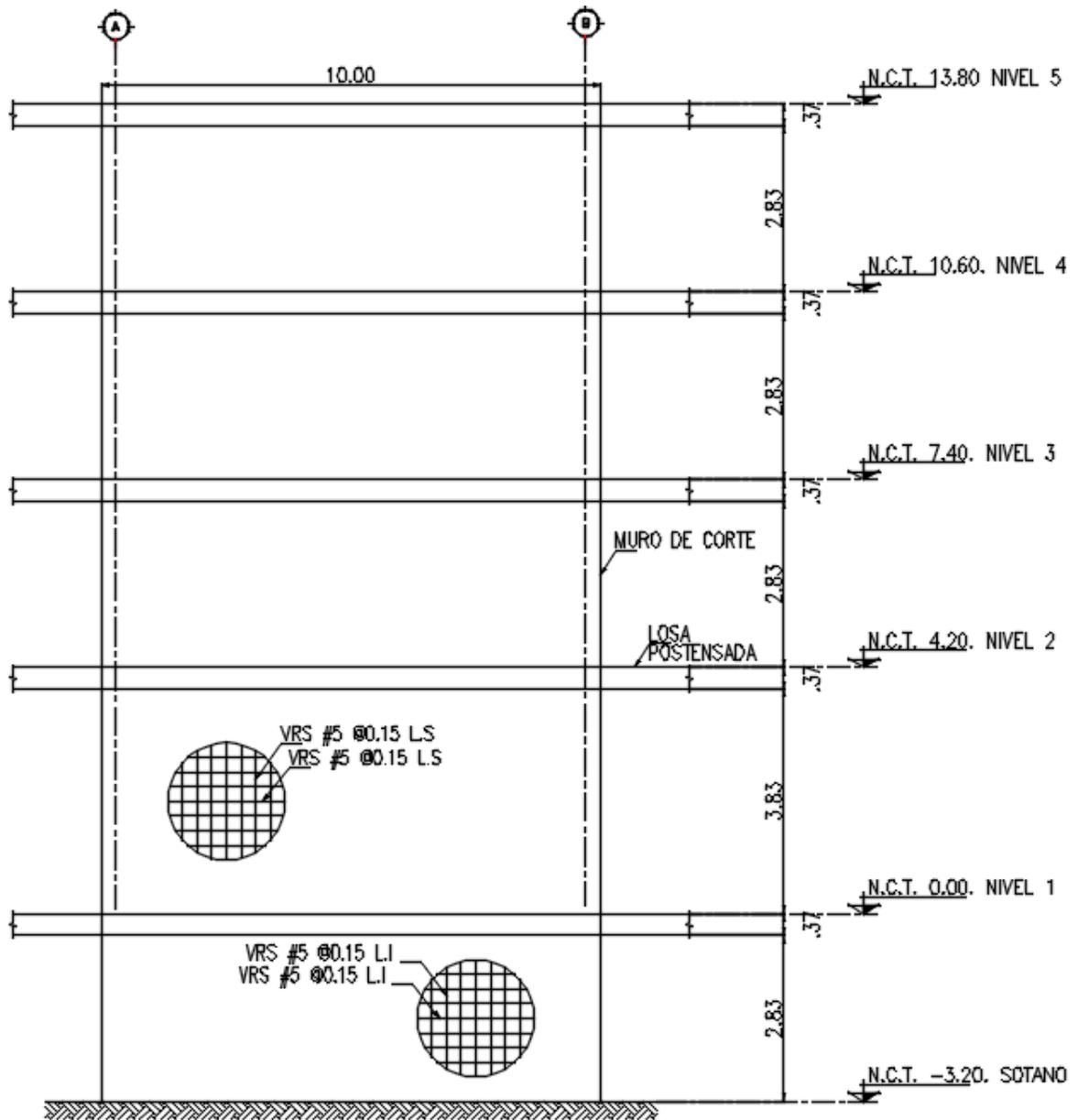


Fuente: Elaboración Propia

La estructura consiste en un edificio de cinco (5) pisos, con una altura total de 17.00 mts. Las características geométricas del muro a diseñar se presentan en la

figura 4.2. En cuanto a las propiedades mecánicas de los materiales, se tiene $f'_c = 280 \frac{kg}{cm^2}$ y esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo de $f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$ (Acero Grado 60).

Figura 34. Vista en elevación del muro.



Fuente: Elaboración propia

Del análisis sísmico de la estructura se obtuvo el resultado de la fuerza cortante basal en el muro, $V_{o\ muro} = 769.37\ tonf$.

Los datos expuestos con anterioridad, a partir de los cuales parte el análisis del muro se ilustran en la tabla 23.

Tabla 23. Datos del Muro

h_n	Pisos	f'_c	F_y	b_w	A_{DI}	L_w
(m)	(a_{dim})	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)	(m)	(m/s ²)	(m)
3.20	5	280	4200	0.30	0.75	10

A partir de la resolución del Método Estático Equivalente, las cargas actuantes en Nivel 1 se muestran en la Tabla 24.

Tabla 24. Cargas actuantes en el Nivel 1

Carga Lateral (F)	Fuerza cortante (V_u)	Momento actuante (M_u)	Carga axial (P_u)
(ton)	(ton)	(m-ton)	(ton)
41.64	769.37	9547	1582

A continuación, se procede a diseñar el muro según los criterios señalados.

4.2. VERIFICACIÓN DE LA ESBELTEZ DEL MURO.

Suponiendo muros con miembros de borde,

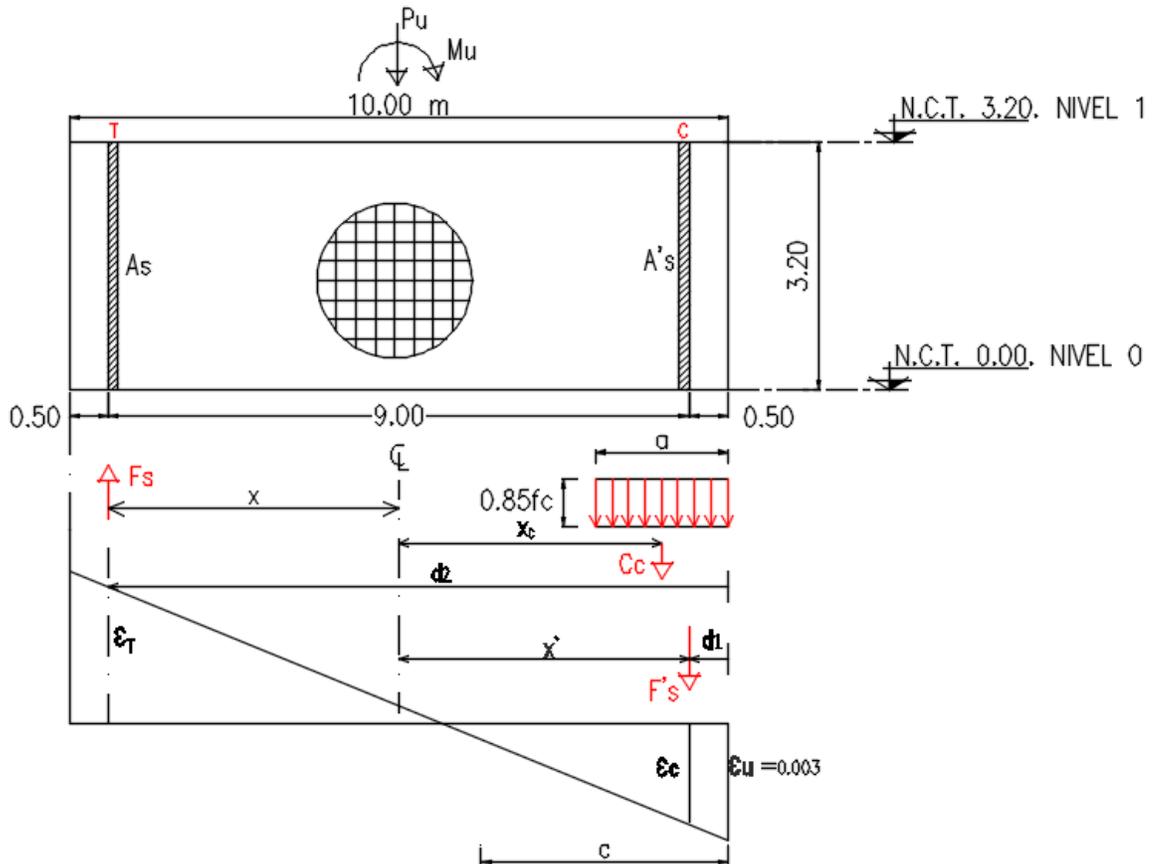
$\frac{l_w}{b_w} = \frac{10}{0.3} = 33.33$	El elemento se comporta como un muro Tabla 18.10.1 (ACI 318-14)
$\frac{h_w}{l_w} = \frac{17}{10} = 1.70$	
$\frac{h_n}{b_w} = \frac{3.20}{0.30} = 10.66 \leq 16$	No exceder una esbeltez de 16, aunque en edificios bajos de hasta 6 niveles con abundantes muros en plantas se puede llegar a esbelteces de hasta 20 (Sistema Tipo Túnel) consultar: Thomsen y Wallace (2004) y Priestley (1992)

4.3. DISEÑO POR FLEXO-COMPRESIÓN.

4.3.1. Estimación de la profundidad del eje neutro c .

Como criterio simplificador, Fargier L.B. y Fargier L.E (2010) suponen que todo el acero vertical, a compresión y tensión, está concentrado a una distancia d' igual a 0.50 m de los bordes del muro. El muro se trata como una columna con excentricidades muy grandes y se ignora la contribución del acero vertical de refuerzo en el alma. En la Figura 35 se muestra un esquema que representa estas suposiciones.

Figura 35. Esquema del muro y su diagrama de deformaciones simplificado.



Fuente: Elaboración propia.

Se supone, además, que el muro se encuentra controlado por tensión, por lo cual $\phi=0.90$. Se consideran los parámetros $\beta_1 = 0.85$ y $E = 2.1 \times 10^6 \text{ Kgf/cm}^2$.

A partir de las condiciones de equilibrio se tantea el valor de la profundidad del eje neutro c . En la Tabla 25 se muestran los valores límites a partir de los cuales se encuentra c en el Nivel 1, descrito es la sección 2.4.3.1 de este documento.

Tabla 25. Determinación de los valores límites de tanteo de c (Nivel 1)

M_{ui}/ϕ .	P_{ui}/ϕ .	$\frac{P_{ui}/\phi}{K}$	$c_{min.}(3d')$	$c_{min.}$	c_{bal}
m-ton	ton	cm	cm	cm	cm
10,608	1,760	246.50	150	150	570

A partir de estos valores, se estima la profundidad del eje neutro c hasta conseguir la condición de equilibrio de fuerzas que resulta coherente con las solicitaciones impuestas al muro. En la Tabla 26 se muestra el resultado obtenido para el Nivel 1. Nótese que el signo negativo representa fuerzas de tensión, así también las longitudes de palanca tomados desde el eje neutro del muro hacia la zona más tensionada. El resultado obtenido corresponde a $c = 274.18$ cm, y el área de acero vertical requerida es de $A_{s_v} = 90.00$ cm^2 en cada borde.

Tabla 26. Tanteo del eje neutro, c (Nivel 1)

c	ϵ_s	F_s	ϵ'_s	F'_s	C_c	X_c	A_{s_v}	P_n <i>calculado</i>
(cm)	(adim)	(Kgf/cm ²)	(adim)	(Kgf/cm ²)	(Kgf/cm ²)	(cm)	(cm ²)	(Ton)
274.18	-0.0074	-4200	0.0025	5,151.14	1,664,022	383	90.00	1,760

4.3.2. Verificación de la necesidad de colocar miembros de borde

Calculo de la relación de la deriva de piso

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{(4 * 3.20 + 4.20)mts}{10mts} = \frac{17 mts}{10mts} = 1.7 \approx 2$$

El término ρ_w se define como la relación entre el área de muros en la dirección considerada sobre el área total de planta.

$$\rho_w = \frac{\text{Área de muros en } x}{\text{Área total}} = 2 * \frac{0.30 * 10}{591.01} = 1.02\%$$

Usando la ecuación (Ec. 81) de Moehle, se obtiene la relación δ_u/h_w correspondiente a las condiciones dadas.

$$\frac{\delta_u}{h_w} = 0.20 * S_{D1} * \frac{h_w}{L_w} * \sqrt{\frac{w_g * g}{E_c * \rho_w * h_s}} \approx 0.31\%$$

Además, según ACI 318-14, δ_u/h_w no debe tomarse menor que 0.5%

$$\frac{\delta_u}{h_w} \approx 0.31\% < 0.50\%$$

Utilizar $\frac{\delta_u}{h_w} \approx 0.50\%$

Sustituyendo en ACI 318-14, Ecuación (18.10.6.2):

$$c \geq \frac{1000 \text{ cm}}{600(1.5 * 0.005)} = 222.22 \text{ cm}$$

274.18 cm \geq 222.22 cm... verifica

Por lo tanto, se requieren miembros especiales de borde. A pesar de ello, el ACI recomienda colocar siempre miembros especiales de borde en los primeros niveles como confinamiento.

4.3.3. Proyección vertical de los miembros de borde

Se determina a continuación hasta qué altura deben extenderse los miembros especiales de borde. En este caso es evidente que los miembros de borde deben extenderse en toda la altura correspondiente al Nivel 1.

$$\text{máx} \left(L_w; \frac{M_u}{4V_u} \right) = \text{máx} \left(10 \text{ mts}; \frac{9547 \text{ ton} * \text{m}}{4 * 769.37 \text{ ton}} \right) = \text{máx}(10 \text{ mts}; 3.10 \text{ mts}) = 10 \text{ m.}$$

Se extenderá los elementos especiales de borde los primeros 3 pisos, medida desde la base desde el edificio.

4.3.4. Proyección horizontal de los miembros de borde

El valor de “c” en esta ecuación $c - 0.1L_w$ y $0.50 c$ de la sección 2.4.3.2 de este estudio, corresponde al determinado a partir del cálculo iterativo anterior, suponiendo todo el acero concentrado a 50 cm del borde del muro.

$$l_{be} = \text{máx} (c - 0.1L_w; 0.50 c) = \text{máx} (274.18 \text{ cm} - 0.1 * 1000 \text{ cm}; 0.50 * 274.18 \text{ cm})$$

$$l_{be} = \text{máx} (174.18 \text{ cm}; 137.09 \text{ cm}) = 174.18 \text{ cm}$$

Por un criterio conservador, se redondea a $l_{be} = 180 \text{ cm}$.

La proyección horizontal analizada es de 50 cm, este valor es menor al valor mínimo de l_{be} requerido por el ACI 318-14. Por tanto, el muro no cumple con la sección 18.10.6.4 del código del ACI318-14.

4.3.5. Ancho de los miembros de borde

El ancho de la zona de compresión por flexión, b, dentro de la distancia horizontal calculada anteriormente, incluyendo el ala, si existe, debe ser al menos $h_u/16$. Si $c/l_w \geq 3/8$, entonces $b \geq 300 \text{ mm}$.

$$h_u/16 = 3.20/16 = 0.20 \text{ mts}$$

El ancho del miembro de borde cumple $50 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$

4.3.6. Distribución del acero longitudinal en los bordes del muro

Fargier L.B y Fargier L.E (2010) recomiendan sobredimensionar el muro del nivel 2 hacia arriba para forzar la aparición de la rótula plástica en la base del muro (Nivel 1) y mantenerlo elástico en los niveles superiores. Usando varillas #6, en la Tabla 27 se muestra el área de acero colocada en los bordes en el Nivel 1.

Tabla 27. Acero colocado en cada borde del muro (Nivel 1)

h_u	Área requerida	varillas requeridas de #6	Varillas colocadas de #6
(m)	(cm ²)	#	#
3.20	90.00	31.69	32

Para los efectos del detallado, se tomó un recubrimiento de 5 cm de los bordes y una separación mínima centro a centro de 5 cm, cumpliendo con los requisitos normativos establecidos en el ACI 318-14. El acero colocado en cada miembro especial de borde fue 12 varillas #6 en una sección de 50 cm x 50 cm, lo ideal sería disponer de dos capas de 16 barras número 6 en una sección de 30 cm x 80 cm, medido desde el borde del muro para cumplir con el código.

4.3.7. Acero de confinamiento

Se utilizó varillas longitudinales número 6 en el 1er y 2do piso, según ACI 318-14 sección 18.7.5.3, la máxima separación en la dirección vertical del acero de confinamiento será el menor valor entre:

$$s = \min\left(10 \text{ cm}, \frac{b_w}{3}, 6d_b\right) = \min\left(10 \text{ cm}, \frac{30 \text{ cm}}{3}, 6 * \frac{3}{4} * 2.54 \text{ cm}\right) \approx 10 \text{ cm}$$

Para el confinamiento, se usará estribos cerrados número 3 con $F_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$, tomando en cuenta los tipos de varillas disponibles en el mercado.

Calculo de A_g y A_{ch} según ACI 318-14

$$A_g = l_{be} * b = 50 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 1500 \text{ cm}^2$$

$$A_{ch} = b_{c1} * b_{c2} = (50 - 5) \text{ cm} * (30 \text{ cm} - 2 * 5) = 900 \text{ cm}^2$$

Por tanto tenemos:

$$A_{sh}/s_b_c = \max\left(0.3 \left(\frac{1500 \text{ cm}^2}{900 \text{ cm}^2} - 1\right) * \frac{280 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2}, 0.09 * \frac{280 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2}\right)$$

$$A_{sh}/s_b_c = \max(0.013, 0.006) = 0.013$$

Donde: $b_c = l_{be} - 5 = 50\text{cm} - 5\text{cm} = 45\text{ cm}$

$$A_{sh} = 0.013 * sb_c = 0.013 * 10\text{ cm} * 45\text{ cm} = 5.85\text{ cm}^2$$

Así, sabiendo que el área de las barras número 3 es $A_{sb} = 0.71\text{ cm}^2$, se determina el número de ramas en la dirección del eje del muro,

$$\# \text{ ramas} = \frac{A_{sh}}{A_{sb}} = \frac{5.85\text{ cm}^2}{0.71\text{ cm}^2} = 8.24 \approx 10 \text{ ramas}$$

Según ACI 318-14 la separación horizontal entre los estribos debe ser menor de 35 cm. Por lo tanto, 10 ramas en una longitud de 80 cm de miembro de borde, verifica.

4.4. DISEÑO POR CORTE EN EL ALMA DEL MURO

4.4.1. Refuerzo requerido

Se calculó la cuantía utilizada en el edificio en estudio y la resistencia al corte del muro y se comparó con la demanda máxima (Nivel 1).

El área gruesa de la sección de concreto es:

$$A_{cv} = b_w * l_w = 0.30 * 10.00 = 3.00\text{ m}^2 = 30,000\text{ cm}^2$$

$\lambda = 1$ Para concreto de peso normal

$$0.27A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c} = 0.27 * 30,000 * 1 * \sqrt{280} = 135,538.92\text{ kgf} = 135.54\text{ ton.}$$

La fuerza cortante de diseño es mayor que $0.27A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ por lo tanto se debe usar una cuantía mayor o igual 0.0025, de acuerdo con la sección 2.4.4.1 de este documento.

Calculando el acero en la sección utilizada.

$$\text{Área del acero en el alma del muro} = 2*64*2=256.00\text{ cm}^2$$

$$\rho_t = \rho_l = \frac{256.00\text{ cm}^2}{28,500\text{ cm}^2} = 0.0089 \geq 0.0025 \dots \text{Verifica}$$

4.4.1. Numero de capas de refuerzos

Comprobando si el requisito de dos capas de refuerzos en muros que resisten un cortante de diseño sustancial es necesario, según la sección 2.4.4.2 del presente estudio:

$$0.53A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c} = 0.53 * 30000 * 1 * \sqrt{280} = 266057.90 \text{ kgf} = 266.06 \text{ ton}$$

El cortante de diseño V_u es mayor que la fuerza cortante máxima, por tanto, se necesitan dos capas de acero en el muro, $0.53A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c} < V_u$

4.4.2. Capacidad a corte del muro

Como $\frac{h_w}{l_w} = \frac{17 \text{ m}}{10 \text{ m}} = 1.70$ se interpola entre 1.50 y 2 según la sección 2.4.4.4 de este estudio, luego: $\alpha_c = 0.692$

También A_{cv} es el área bruta limitada por el ancho del alma y la longitud de la sección:

$$A_{cv} = b_w * l_w = 0.30 * 10.00 = 3.00 \text{ m}^2 = 30,000 \text{ cm}^2$$

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

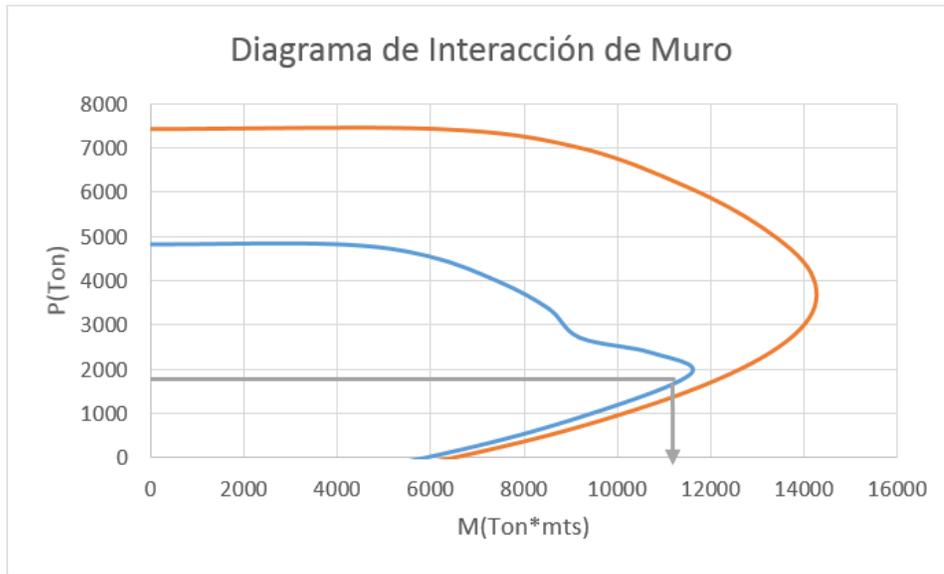
$$V_n = 30,000 \text{ cm}^2 * \left(0.692 * 1 * \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} + 0.0089 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$
$$= 1468781.2 \text{ Kgf}$$

$$V_n = 1,468.78 \text{ tonf}$$

4.4.3. Demanda de corte por capacidad del muro

La demanda de corte por capacidad, V_u , se obtiene a partir de la máxima resistencia a flexión M_u sin disminuir ($\phi=1.0$) obtenido de las combinaciones de carga de N_u . En este caso se supondrá que corresponde a la resistencia en el Nivel 1, donde $\frac{N_u}{\phi} = 1,760 \text{ tonf}$. En la figura 36 se muestra el Diagrama de interacción del muro realizado en el "section Designer" del Etabs., en donde se dispuso 64 varillas número 6 en cada lecho del primer piso.

Figura 36. Diagrama de iteración para el muro estudiado en el Nivel 1

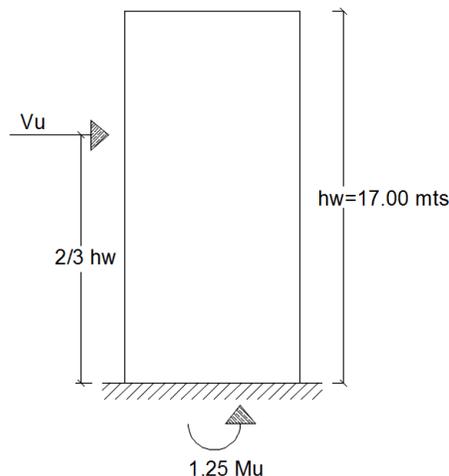


Fuente: Elaboración Propia

Del diagrama se obtiene que $M_u = 11150 \text{ ton}\cdot\text{m}$. Se multiplica M_u por 1.25 para incluir el efecto de sobrerresistencia por endurecimiento del acero según los comentarios de la sección 18.10.2.3 del código ACI 318-14. Para obtener la capacidad por corte del muro, se supone una longitud de palanca de $\frac{2}{3}h_w$ desde nivel del suelo, como se observa en la Figura 37.

$$V_u = \frac{1.25 * M_u}{\frac{2}{3} * h_w}, \quad V_u = \frac{1.25 * 11,150 \text{ ton} * \text{m}}{\frac{2}{3} * 17 \text{ m}} = 1229.78 \text{ ton}$$

Figura 37. Corte por capacidad



Fuente: Elaboración Propia

La resistencia al corte se disminuye usando $\phi=0.75$ en lugar de $\phi=0.60$, ya que se provee una resistencia por encima del corte correspondiente a la resistencia a flexión (ACI 318-14)

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{1229.78 \text{ ton}}{0.75} = 1,639.71 \text{ ton} > V_n = 1,468.78 \text{ ton} \dots \text{ No verifica}$$

Como no se cumple que $V_u/\phi < V_n$, la cuantía utilizada no cumple con la ecuación: 18.10.4.1 de ACI 318-14, o el espesor del muro utilizado es incorrecto.

4.4.4. Separación del acero por corte

La separación del acero vertical y horizontal en el alma del muro no debe exceder los valores en ACI 318-14 Art. 11.7.2 y 11.7.3

Acero de refuerzo longitudinal

$$s_v \leq \text{mín} (3b_w, 45\text{cm}, l_w/3) = \text{mín}(3 * 30\text{cm}, 45\text{cm}, 1000\text{cm}/3) \leq 45 \text{ cm}$$

Acero de refuerzo transversal

$$s_h \leq \text{mín} (3b_w, 45\text{cm}, l_w/5) = \text{mín}(3 * 30\text{cm}, 45\text{cm}, 1000\text{cm}/5) \leq 45 \text{ cm}$$

Para el acero en el alma, se usó varillas número 5 en dos capas que cumplan con la cuantía mínima de 0.0025. Sabiendo que el área de estas varillas corresponde a $A_{sb} = 2.00 \text{ cm}^2$, se calcula la separación de las varillas,

$$\rho_l = \frac{A_{sb} * \#capas}{s_h * b_w}$$

$$s_h = s_v = \frac{2.00\text{cm}^2 * 2}{0.0089 * 30 \text{ cm}} = 14.98 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

$$s_h = s_v = 15 \text{ cm}(\text{calculado}) = 15\text{cm}(\text{usado})\dots\text{Verifica}$$

Según los comentarios del ACI 318-14 sección 18.10.4.3, los muros deben tener refuerzo a cortante distribuidos en dos direcciones ortogonales en el plano del muro. La ecuación 18.10.4.3 reconoce este cambio de efectividad del refuerzo horizontal con respecto al vertical:

Si $h_w/l_w \leq 2.00$ la cuantía de refuerzo longitudinal debe ser al menos la cuantía de refuerzo transversal

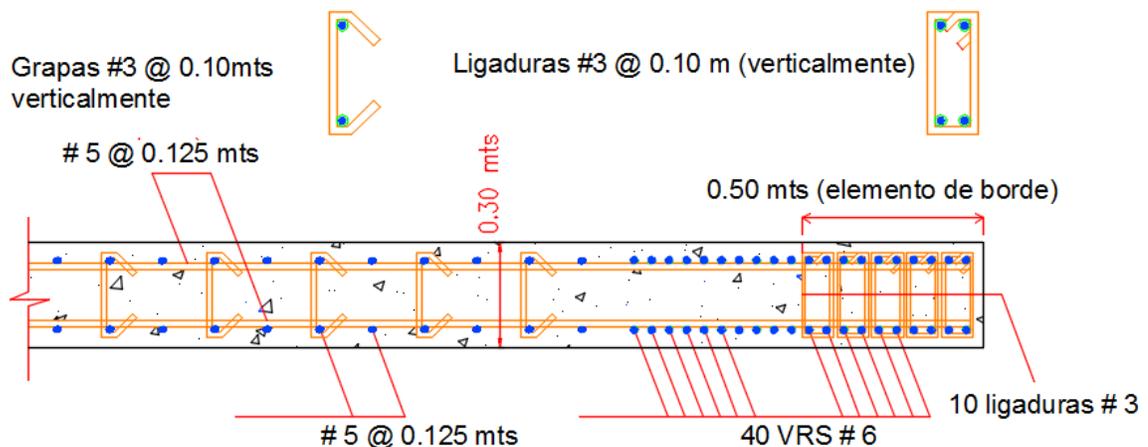
$h_w/l_w = \frac{3.20}{10} = 0.32 < 2.00$, por tanto, la cuantía de refuerzo longitudinal debe ser al menos la cuantía de refuerzo transversal.

Nota: No cumple la separación 15 cm entre varillas que se usó en el alma del muro analizado, usar $s_v = s_h = 12.5 \text{ cm}$ ($\rho_t = \rho_l = 0.0111$), además según los cálculos anteriores con una separación 15 cm entre varillas no pasa por cortante, analizando nuevamente el muro con una separación 12.5 cm cumple el análisis por corte.

4.5. SECCION DISEÑADA

Se recomiendan varillas # 5 @ 0.125 m. En la figura 38 se muestra el despiece del muro calculado en el Nivel 1.

Figura 38. Despiece del muro diseñado en el Nivel 1

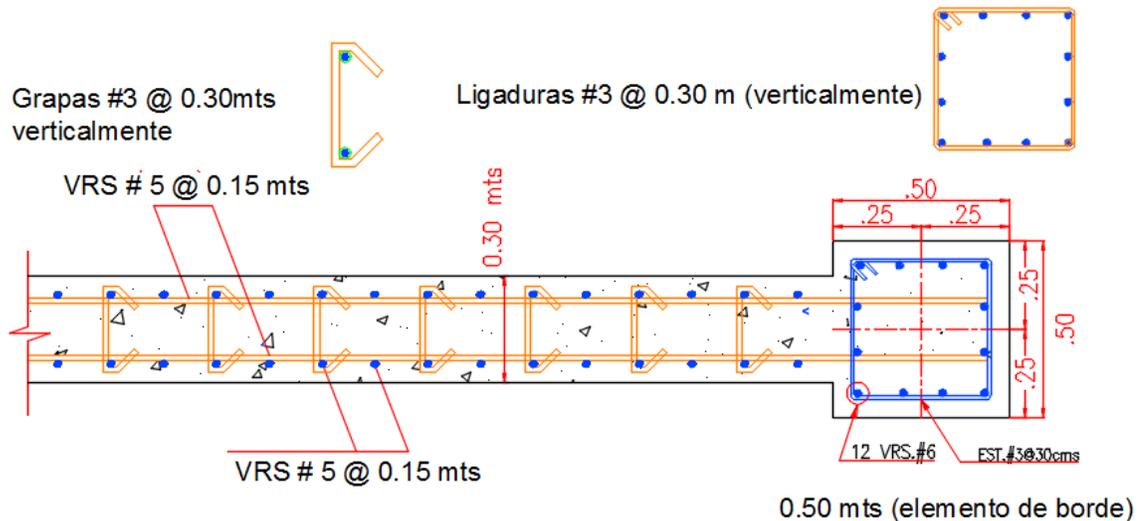


Fuente: Elaboración propia

4.6. SECCION ANALIZADA

Se usó varillas # 5 @ 0.15 m. En la figura 39 se muestra el despiece del muro analizado en el Nivel 1.

Figura 39. Despiece del muro analizado en el Nivel 1



Fuente: Elaboración propia

Analizando los resultados anteriores se obtuvo que la sección y acero de refuerzo (Fig. 39) no satisfacen la capacidad mínima para resistir los esfuerzos que generan flexión y cortante, producidos por las cargas sísmicas aplicadas al muro.

El muro propuesto de concreto reforzado (Fig. 38) fue diseñado para resistir o absorber la flexión y cortante generado por las fuerzas aplicadas. Se puede observar que el refuerzo de la fig. 38 es más riguroso tanto en los bordes especiales como en el alma del muro en comparación al detallado de la Fig. 39. No obstante, los muros de corte ya están construidos, por lo que se recomienda un reforzamiento estructural que les permita soportar las cargas sísmicas con seguridad, sin poner en riesgo la integridad del edificio ni la seguridad de sus usuarios.

CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

5.1. CONCLUSIONES.

En este estudio se aplicó un procedimiento de análisis y diseño sísmico basado en desempeño a una edificación de 5 niveles, correspondiente al Edificio ARCALAY, localizado en la ciudad de Managua. En particular, se aplicó un método riguroso que se describe a continuación: se obtuvo la curva de capacidad mediante la utilización de un análisis estático no lineal, aplicando análisis pushover al edificio. Luego, se transformó la curva de capacidad en un espectro de capacidad mediante las recomendaciones del ATC-40 y del FEMA 440. Por otro lado, se obtuvo el espectro de demanda sísmica modificado mediante recomendaciones del FEMA 440. Posteriormente, se obtuvo el punto de desempeño y se determinaron niveles de desempeño, de acuerdo a lo establecido en las recomendaciones del ASCE 41-13. Adicionalmente, se realizó el diseño sísmico de un muro de corte de la edificación, de acuerdo a las provisiones del capítulo 18 del ACI 318-14. A partir del procedimiento de análisis y diseño aplicado al Edificio ARCALAY, se extrajeron conclusiones que se describen a continuación:

5.1.1. Evaluación del desempeño sísmico del edificio ARCALAY

1. La estructura alcanzó su resistencia lateral máxima para un desplazamiento del punto de control a nivel de techo, equivalente a 9.79 cm., sin que la capacidad de la estructura decrezca bruscamente con una rigidez negativa. Este efecto se debe posiblemente al alto grado de refuerzo en los elementos resistentes, lo que genera una meseta de máxima resistencia, en la cual la estructura se desplaza manteniendo su capacidad aproximadamente constante, hasta decrecer de forma suave. Si la estructura estuviera dañada o estuviera mal reforzada, la resistencia disminuiría bruscamente con rigidez negativa, después de alcanzar su capacidad máxima.

2. El espectro de capacidad de la estructura en la dirección de análisis posee un comportamiento capaz de resistir el cortante basal calculado según el RNC-07, el cual corresponde a un valor de 1,138 tonf.
3. En cuanto al daño esperado, la estructura sobrepasa el estado límite de seguridad de vida, pero se ubica por debajo del límite de prevención de colapso. Por tanto, el comportamiento sísmico del edificio en estudio, para el nivel de daño esperado, muestra un comportamiento aceptable, ya que posee la capacidad suficiente para absorber la demanda de acciones internas que se generan en ella, cuando se aplica carga lateral.
4. En cuanto a la aplicación del patrón de carga lateral, la estructura es rígida, y resiste fuerzas superiores al cortante basal, Sin embargo, la estructura se comporta de forma elástica para el estado límite de seguridad de vida, cumpliendo con el objetivo esencial del resguardar la vida de los ocupantes para este nivel de desempeño.
5. El edificio posee la capacidad necesaria para soportar grandes desplazamientos laterales provocados por fuertes aceleraciones sísmicas sin que ocurra el colapso. Adicionalmente, se comportaría en óptimas condiciones para sismos de magnitud moderada, y de forma elástica para condiciones de servicio.

5.1.2. Análisis y diseño del muro de cortante.

A partir de los datos obtenidos mediante cálculos manuales y su comprobación mediante el software ETABS 2016, los resultados son conservadores, y se pueden extraer las siguientes conclusiones:

6. Los muros de corte no satisfacen la capacidad mínima para resistir los esfuerzos que generan flexión-compresión, ya que los elementos de borde no son adecuados para la cuantía de acero utilizada en la parte superior e inferior de los miembros especiales de borde, siendo ésta menor a la requerida por los requisitos del código ACI 318-14. Esto puede provocar una falla súbita en los muros como se puede observar en la sección 4.3.6 de este documento.

7. Al procesar los resultados se verificó que las características principales que afectan la eficiencia son el tipo de refuerzo a cortante en el alma de los muros. De acuerdo con la capacidad y demanda del muro, los valores de las cuantías de refuerzo a cortante no son los requeridos según las disposiciones del código ACI 318-14, por lo tanto, se esperaría una falla por cortante diagonal.

8. El muro no posee una ductilidad adecuada debido a que para garantizar un buen nivel de ductilidad en los edificios de concreto reforzado, conviene ciertas consideraciones en el detallado como por ejemplo: secciones doblemente reforzadas, preferiblemente con refuerzo simétrico, buen confinamiento del concreto proporcionada por una separación pequeña entre los estribos o los arcos de refuerzo transversal, disposición de los traslapes de los aceros, los cuales deben estar lo más alejados posible de las conexiones y de las zonas de máxima sollicitación y refuerzo longitudinal continuo al interior de las conexiones.

5.2. RECOMENDACIONES

De manera general destacamos aquellas líneas que apuntan hacia objetivos valiosos que es conveniente perseguir en futuros estudios. Así, se presentan también una serie de recomendaciones y futuros trabajos de investigación que consideramos pueden complementar los hasta aquí realizados y construir a su progreso de una forma natural.

1. Dado que la mayor parte del territorio nacional se encuentra en una zona de alta sismicidad, en la cual se pueden generar excitaciones sísmicas que hagan que las estructuras incursionen en el rango inelástico, es necesario incorporar la filosofía de diseño sísmico por desempeño al RNC. De manera específica, se debe incorporar el análisis estático no lineal, ya que es un método eficiente para conocer la respuesta no lineal de un edificio.
2. Se recomienda incorporar la evaluación de estados límites de desempeño en el análisis sísmico, a fin de conocer la respuesta estructural bajo excitaciones sísmicas de diferentes magnitudes.
3. La implementación de la nueva filosofía de evaluación del comportamiento sísmico requiere una clara definición de los parámetros no lineales de respuesta. Se sabe además que los espectros de respuesta en formato aceleración-desplazamiento son los que más se utilizan; por lo tanto, para definirlos en el RNC, se hace necesario que se emplee una metodología de criterios de desempeño para definir las posibles acciones que se impondrán en la estructura.
4. El edificio de concreto reforzado que se ha modelado en este trabajo, ha sido analizado como estructura desacoplada (edificio vs ascensor). No obstante, en la realidad, estos edificios cuentan con juntas de separación entre estructura. Por lo tanto, se recomienda modelar y evaluar su comportamiento sísmico como un todo, para observar la respuesta del conjunto edificio-ascensor y contrastarla con el análisis de cada estructura por separado.

5. Establecer una nueva metodología para la determinación de cargas sísmicas, mejorando la filosofía actual de análisis sísmico incorporada en el RNC 07. En particular, se deben incluir categorías de diseño sísmico con el fin de incorporar a la estructura una sollicitación sísmica más realista.

6. De manera general los resultados del análisis y diseño sísmico en este documento deben servir de base para la toma de decisiones referente a la necesidad de intervenir en la edificación. Esta recomendación consiste en una modificación sensata de las características estructurales (resistencia, rigidez, masa, deformabilidad, capacidad de disipación de energía, etc.), comúnmente referida como reforzamiento estructural, que permite proporcionar a la misma, un desempeño sísmico aceptable. Por tanto, se puede decir que se debe realizar un reforzamiento estructural de los bordes de los muros mediante la incorporación de elementos de confinamiento que cumpla con las dimensiones calculadas, como también la inserción de elementos adicionales como muros de corte (tanto exteriores como interiores a la edificación), y reforzamiento de columna y vigas.

7. Incluir la filosofía de diseño sísmico basada en desplazamiento en el programa de asignatura de Ingeniería Sismorresistente, como parte del plan de estudio regular de la carrera de Ingeniería Civil. En este sentido, el programa incentivaría el estudio del análisis sísmico no lineal de construcciones verticales.

BIBLIOGRAFÍA

- ACI 318 (2014).** American Concrete Institute. Building Code Requirements for Reinforced Concrete, Detroit, Michigan, USA.
- Aguiar, R., Mora, D. y Enrique, M. (2015).** “Peligrosidad Sísmica de Quito y el Método del Espectro de Capacidad”, Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 20 (1), 1-39.
- Alonso, R. (2016).** “Calculo Sísmico de Estructuras Convencionales Aplicando Métodos Lineales y No Lineales”. UPM, Madrid, España
- Álvarez, R., Pavón, E.D. y, Raúl Rodríguez R., (2014).** “El Terremoto de Lorca. Efecto en los Edificios.”
- Chopra K., Anil (2014).** “Dinámica de Estructuras”. Capítulo 14 en página web: Análisis sísmico y respuesta de edificios inelásticos. México: editorial Pearson.
- ASCE/SEI 7-10 (2010),** “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”. American Society of Civil Engineers, Washington, D.C.
- ASCE/SEI 41-13 (2013).** “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building”. American Society of Civil Engineers, Washington, D.C.
- ATC 40 (1996).** “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings”, by Applied Technology Council – California.
- Bertero, R. D. (2004).** “Diseño Sismorresistente Basado en la Performance”. USA: CRC Press.
- Bracci, J. et.al (1997).** Seismic Performance and Retrofit Evaluation of RC Structures. Journal of Structural Engineering, ASCE, 123(1), 3-10.
- Chopra, A.K. and Goel, R.K. (2002).** A Modal Pushover Analysis Procedure for Estimating Seismic Demands for Buildings: Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Cap. 31, P. 561-582.
- Computers and Structures, Inc.** ETABS 2016 Ultimate v16.2.0. Extended 3D Analysis of Buildings Systems.
- Elnashai, A. S. (2002).** Do we Really Need Inelastic Dynamic Analysis. Journal of Earthquake Engineering, 6 (1), 123–130.
- Fargier, L.B., y Fargier, L.E. (2010).** Concreto Armado: Comportamiento y Diseño. Mérida-Venezuela.
- FEMA 356 (2000).** Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C.

- FEMA 440 (2005).** Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Jacobsen L.S. (1930).** Response of Simple Yielding Structures to Earthquake Excitation. Ph.D. Thesis, California Institute of Technology, Pasadena.
- Gupta, A., y Krawinkler, H. (1999).** Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures.
- Mander, J.B., M.J.N. Priestley, and R. Park (1984).** Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete.
- Marte Jiménez C.J. (2014).** Calibración de Umbrales de Daño Sísmico Para el Análisis de Fragilidad Sísmica de Estructuras de Hormigón Armado Mediante Análisis Estático no Lineal (“Pushover”). UPC.
- Medina, Christian D. (2012).** Estudio de la Relación Momento – Curvatura Como Herramienta Para Entender el Comportamiento de Secciones de Hormigón Armado. Tesis de Grado, Universidad Técnica de Ambato, Ecuador.
- Moehle, J. P. (1992).** “Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes,” Earthquake Spectra, V 8, No. 3, Aug., pp. 403-428.
- Mora, D., y Aguiar, R., (2015).** “Modelación de Diagrama Momento-Curvatura y Momento-Rotación en Secciones de Acero Estructural”, Revista Ciencia, 17 (1), 99-124. Universidad de Fuerzas Armadas, ESPE, Quito, Ecuador.
- Peralta Alvares M.G. (2012).** Análisis Estático no Lineal y Análisis Dinámico no Lineal del Hospital de Vielha. UPC
- Priestley, et.al (2007).** Displacement Based Seismic Design of Structures. Pavia, Italy: IUSS PRESS.
- Priestley, M.J.N. (1993).** Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Conflicts Between Design and Reality, Bulletin NZ National Society for Earthquake Engineering, Vol. 26., No. 3, Sept 1993, pp. 328-341.
- RNC. (2007).** Reglamento Nacional de Construcción. Ministerio de Transporte e Infraestructura y SINAPRED. Managua, Nicaragua.
- SEAOC. (2004).** Revised Interim Guidelines Performance-Based Seismic Engineering. Structural Engineers Association of California.
- Shibata and Sozen, (1976).** Substitute Structure Method for Seismic Design. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 102, No ST1.
- T.K. Datta (2010).** Seismic Analysis of Structures, John Wiley and Sons.

Thomsen, J. H. IV, and Wallace, J. W., (2004). “Displacement-Based Design of Slender Reinforced Concrete Structural Walls - Experimental Verification,” Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 130, No. 4, pp. 618-630.

Tremblay, R. (2003). Achieving a Stable Inelastic Seismic Response for Multi-Story Concentrically Braced Steel Frames, AISC - Engineering Journal, 2Q, Pp.111 – 127, Chicago, Il., USA.

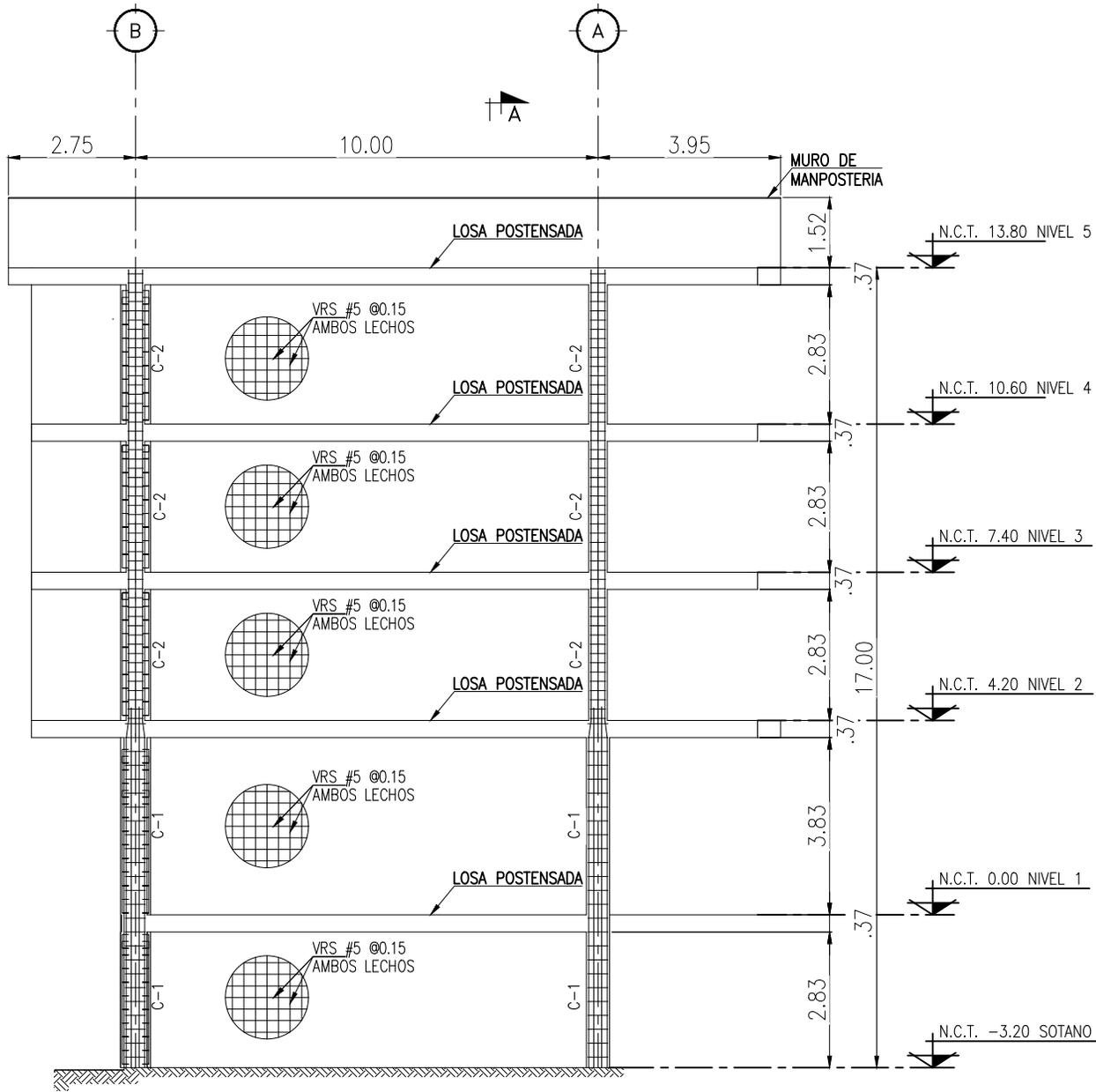
Vlacev, T. E. (2011). Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño. Perú.

Wallace, J. W., and Orakcal, K., (2002). “ACI 318-99 Provisions for Seismic Design of Structural Walls,” ACI Structural Journal, V. 99, No. 4, July-Aug., pp. 499-508.

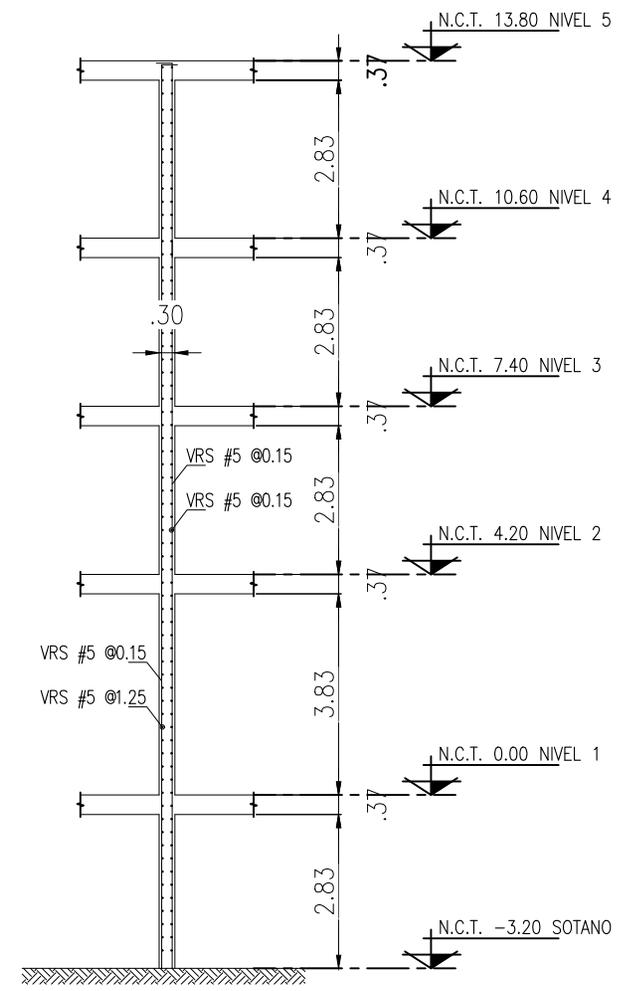
ANEXO

ANEXO A. PLANOS DEL EDIFICIO ARCALAY

A.1. Elevación sobre eje 1 y corte A-A

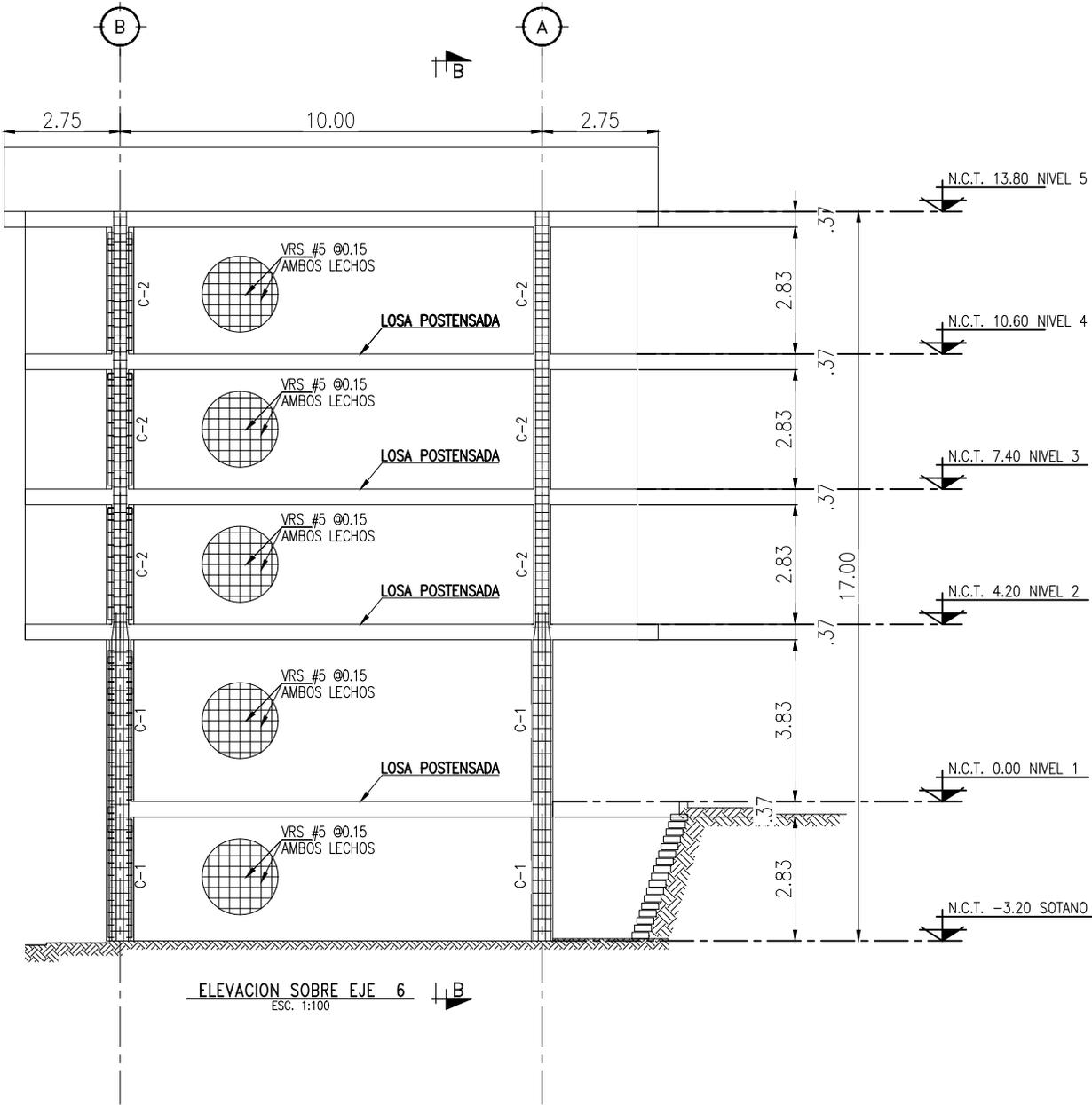


ELEVACION SOBRE EJE 1
ESC. 1:100

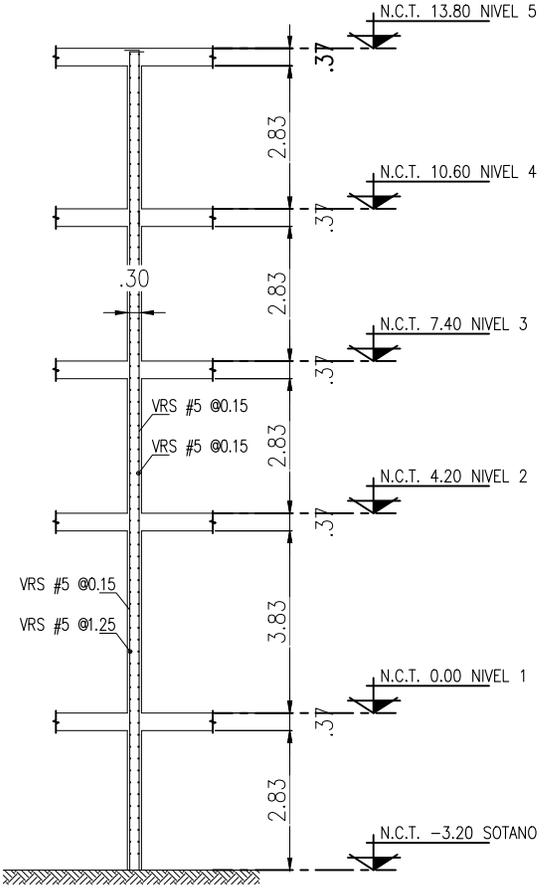


CORTE A-A
ESC. 1:50

A.2. Elevación sobre eje 6 y corte B-B

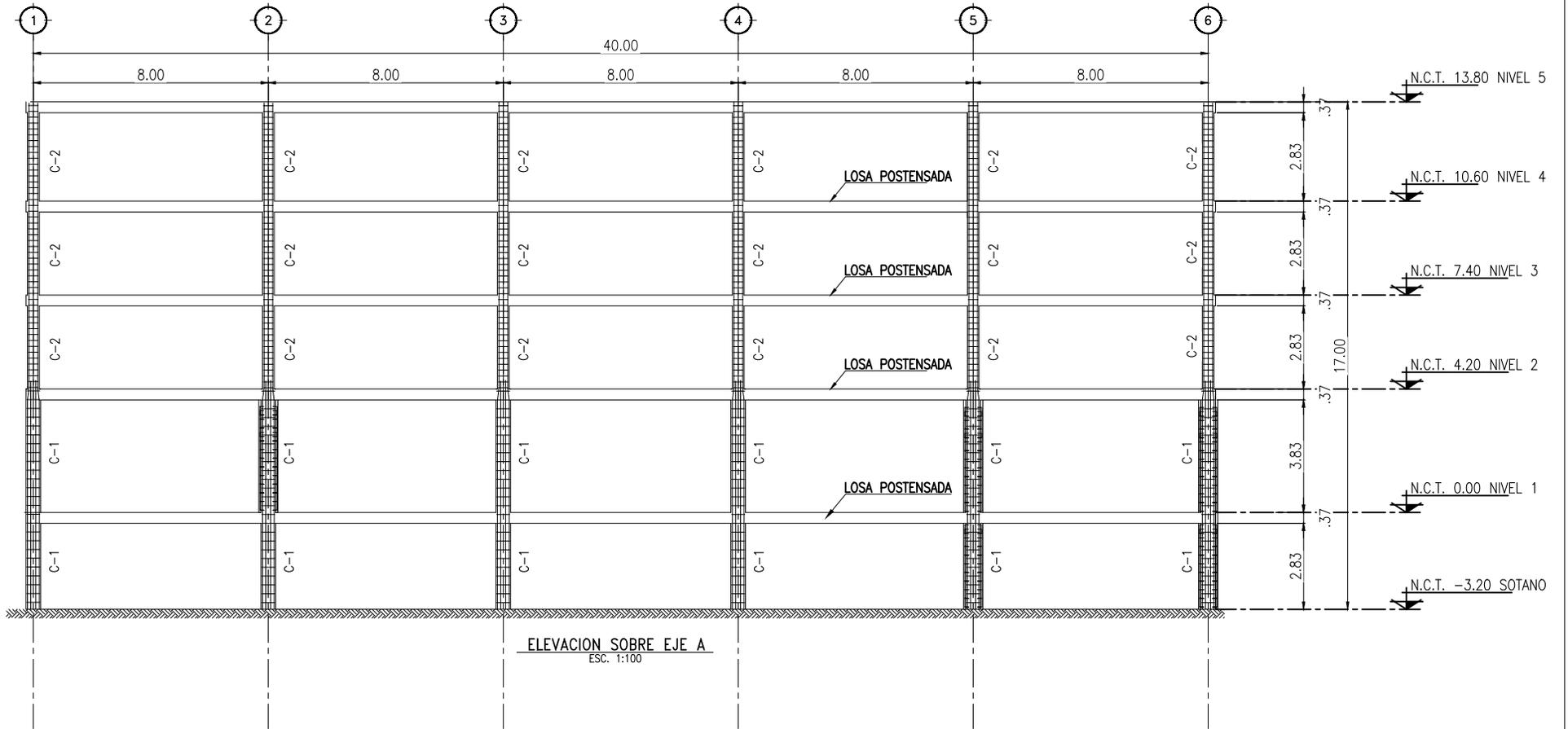


ELEVACION SOBRE EJE 6
ESC. 1:100

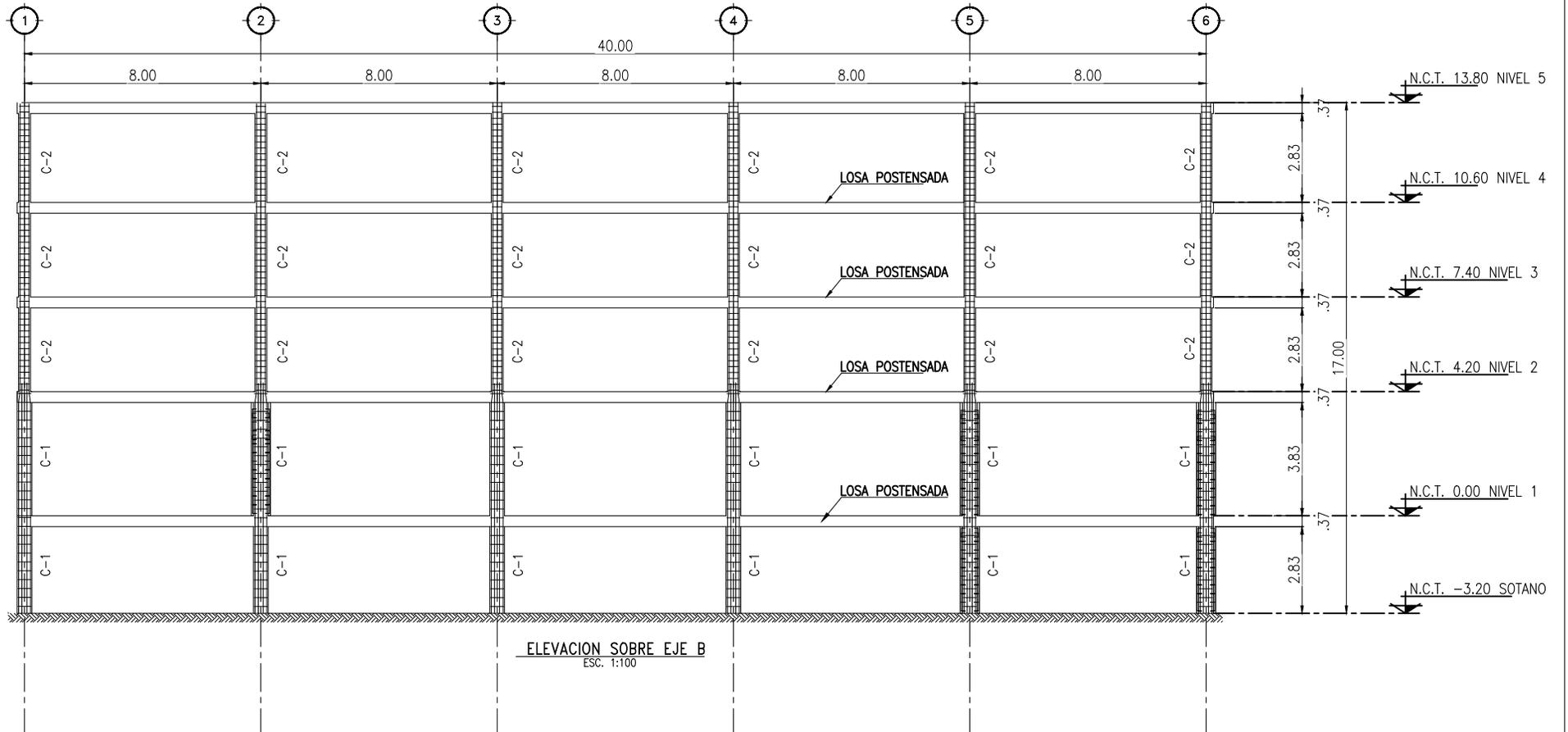


CORTE B-B
ESC. 1:50

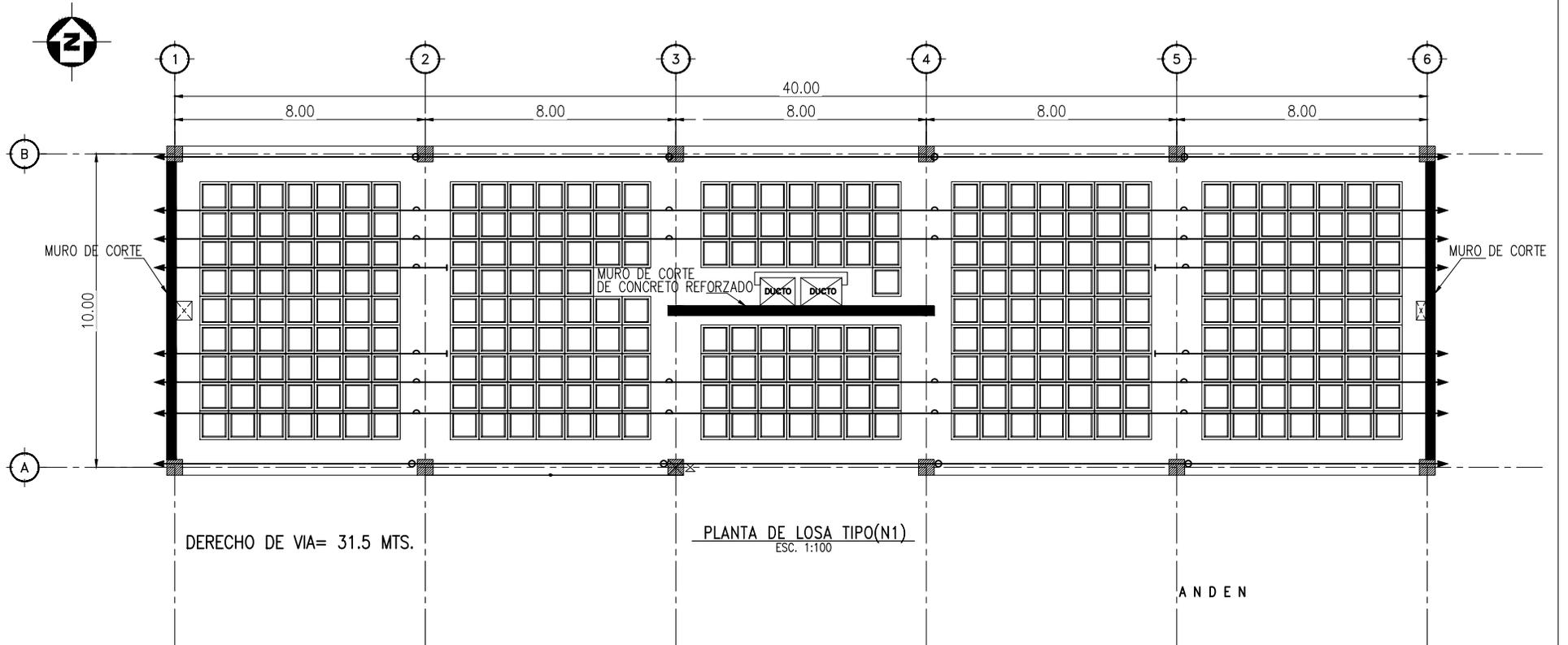
A.3. Elevación sobre eje A



A.4. Elevación sobre eje B

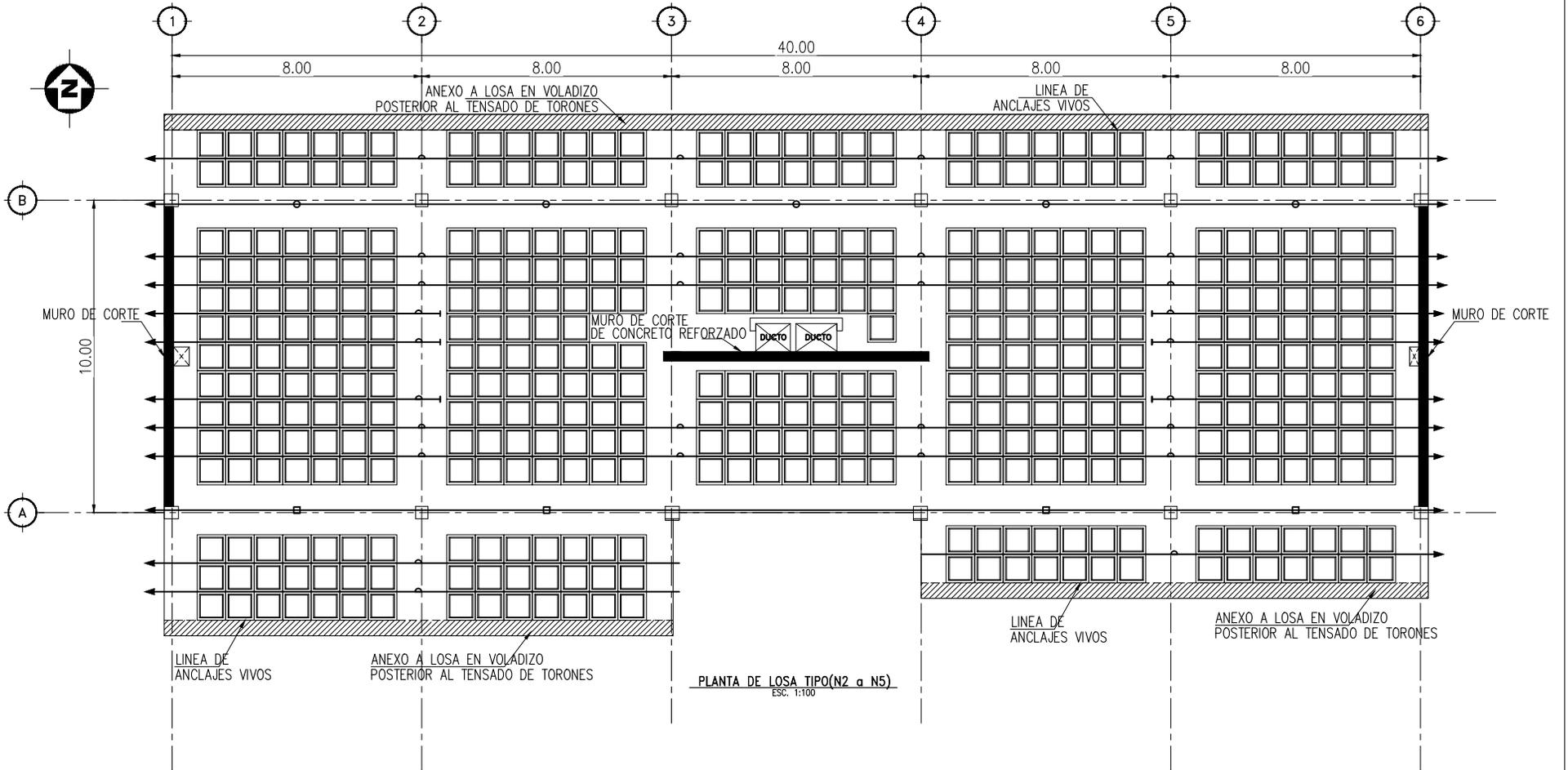


A.5. Planta de losa tipo (N1)

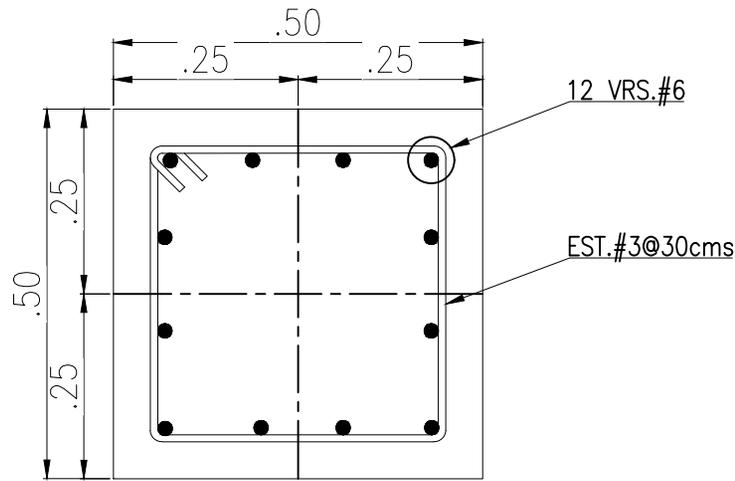


A.5. Planta de losa tipo (N1a N5)

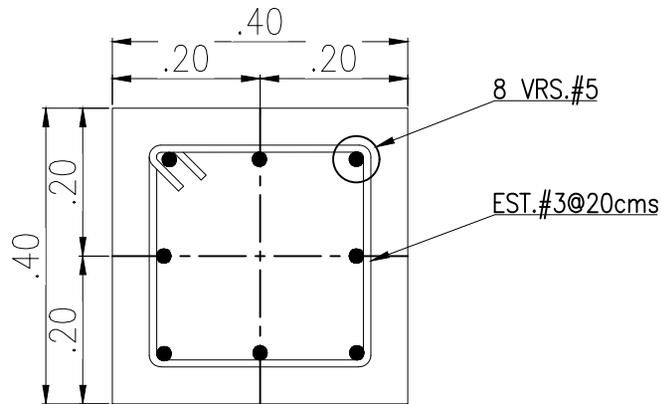
A.5. Planta de losa tipo (N2 N5)



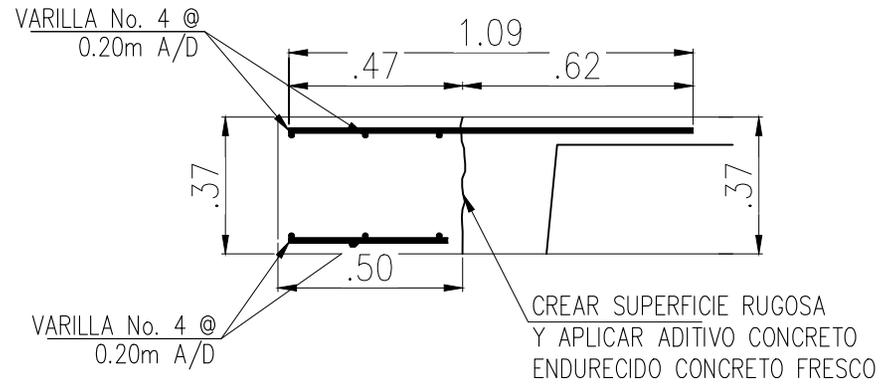
ANEXO B. DETALLES ESTRUCTURALES



B.1. COLUMNA C-1



B.2. COLUMNA C-2



B.3. DETALLE DE LOSA N1 a N5

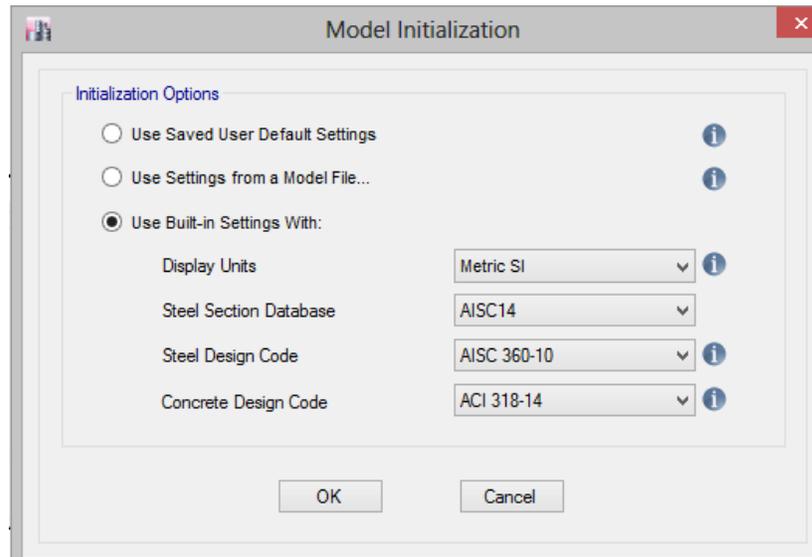
B.4. TABLA DE GANCHOS Y TRASLAPES

B.4. TABLA DE GANCHOS Y TRASLAPES									
		GANCHOS A 90°		GANCHOS PARA ESTRIBOS A 135°		GANCHOS PARA ESTRIBOS A 180°		TRASLAPES	
VARILLAS		DIMENSIONES EN M.M.							
No	DIAM.NOMINAL d		GANCHOS				TRASLAPE L T	Ld	Ldh
	PULG.	MM.	90° A	135° B	180° C	D			
#3	3/8"	10	150	60	165	60	450	320	160
#4	1/2"	13	200	80	190	80	550	430	210
#5	5/8"	16	250	100	220	100	670	540	270
#6	3/4"	19	300	120	270	120	800	650	320
#8	1"	25	380	150	—	150	1300	860	430

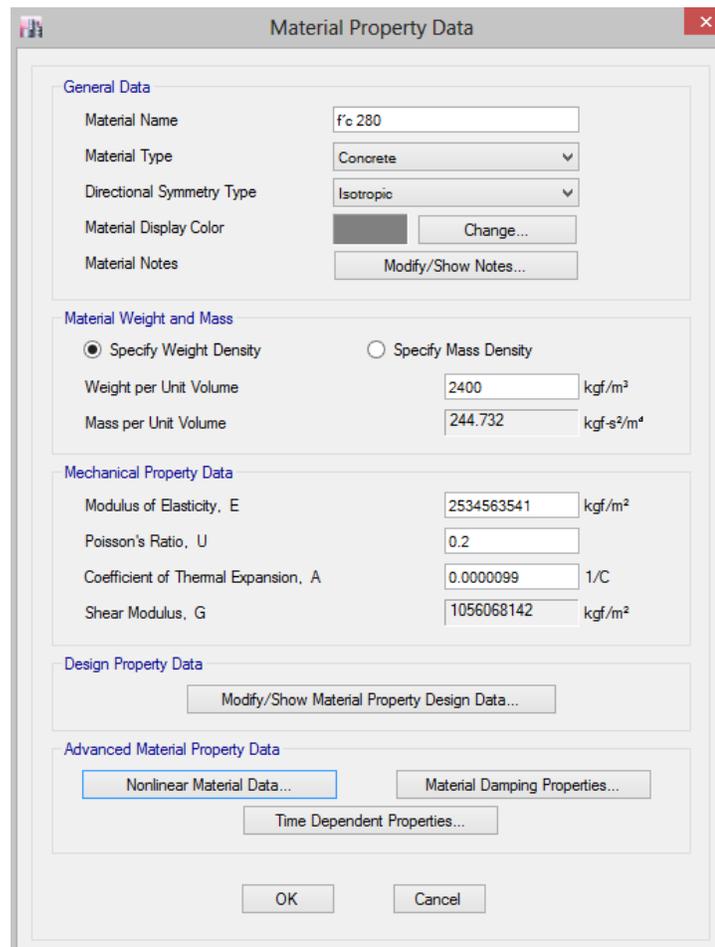
NOTAS:
 1.-TABLA DE ACUERDO AL ACI 318 VIGENTE SECCION 7.1, 7.2, 12.2, 12.14, 12.15 Y 12.16
 2.-NO DEBERA TRASLAPARSE MAS DEL 50% DEL TOTAL DE LAS VARILLAS DE REFUERZO EN UNA MISMA SECCION.

ANEXO C. CAPTURAS DEL SOFTWARE ETABS 2016

C.1. Unidades y normativas



C.2. Propiedades del concreto



C.3. Parámetros no lineales del concreto

Nonlinear Material Data

Material Name and Type

Material Name:

Material Type:

Miscellaneous Parameters

Hysteresis Type:

Drucker-Prager Parameters

Friction Angle: deg

Dilatational Angle: deg

Acceptance Criteria Strains

	Tension	Compression	
IO	<input type="text" value="0.01"/>	<input type="text" value="0.003"/>	m/m
LS	<input type="text" value="0.02"/>	<input type="text" value="0.006"/>	m/m
CP	<input type="text" value="0.05"/>	<input type="text" value="0.015"/>	m/m

Ignore Tension Acceptance Criteria

Stress Strain Curve Definition Options

Parametric:

User Defined

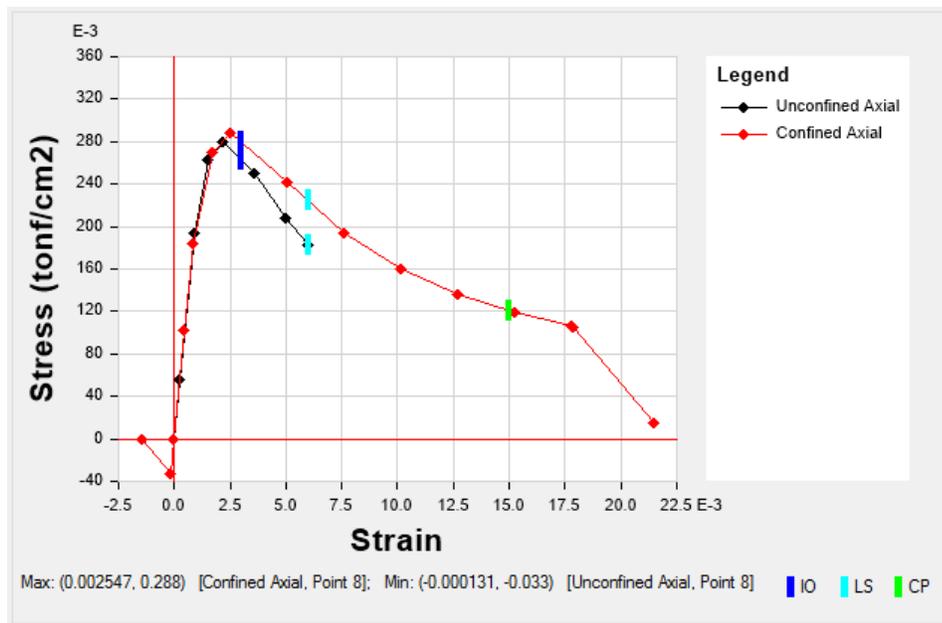
Parametric Strain Data

Strain at Unconfined Compressive Strength, f'c:

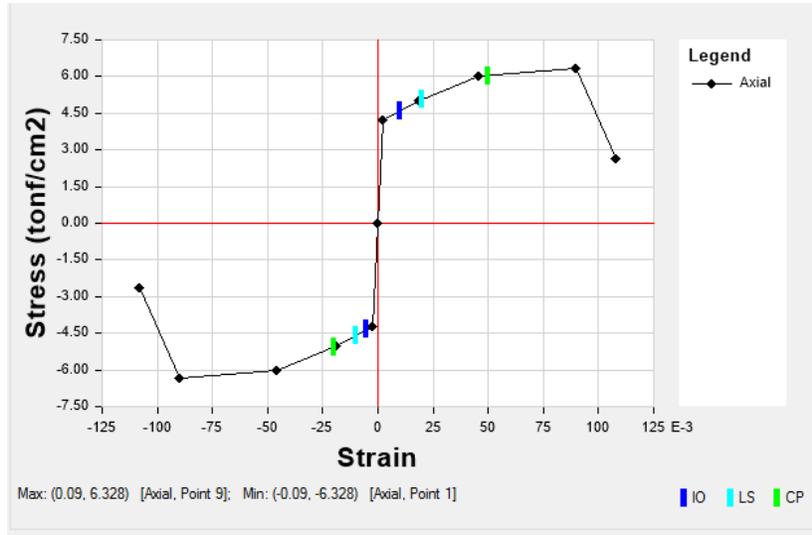
Ultimate Unconfined Strain Capacity:

Final Compression Slope (Multiplier on E):

C.4. Curva de esfuerzo-deformación del concreto



C.5. Curva de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo



C.6. Definición de las propiedades de las secciones

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: C1 50x50

Material: f'c 280

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

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.5 m

Width: 0.5 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

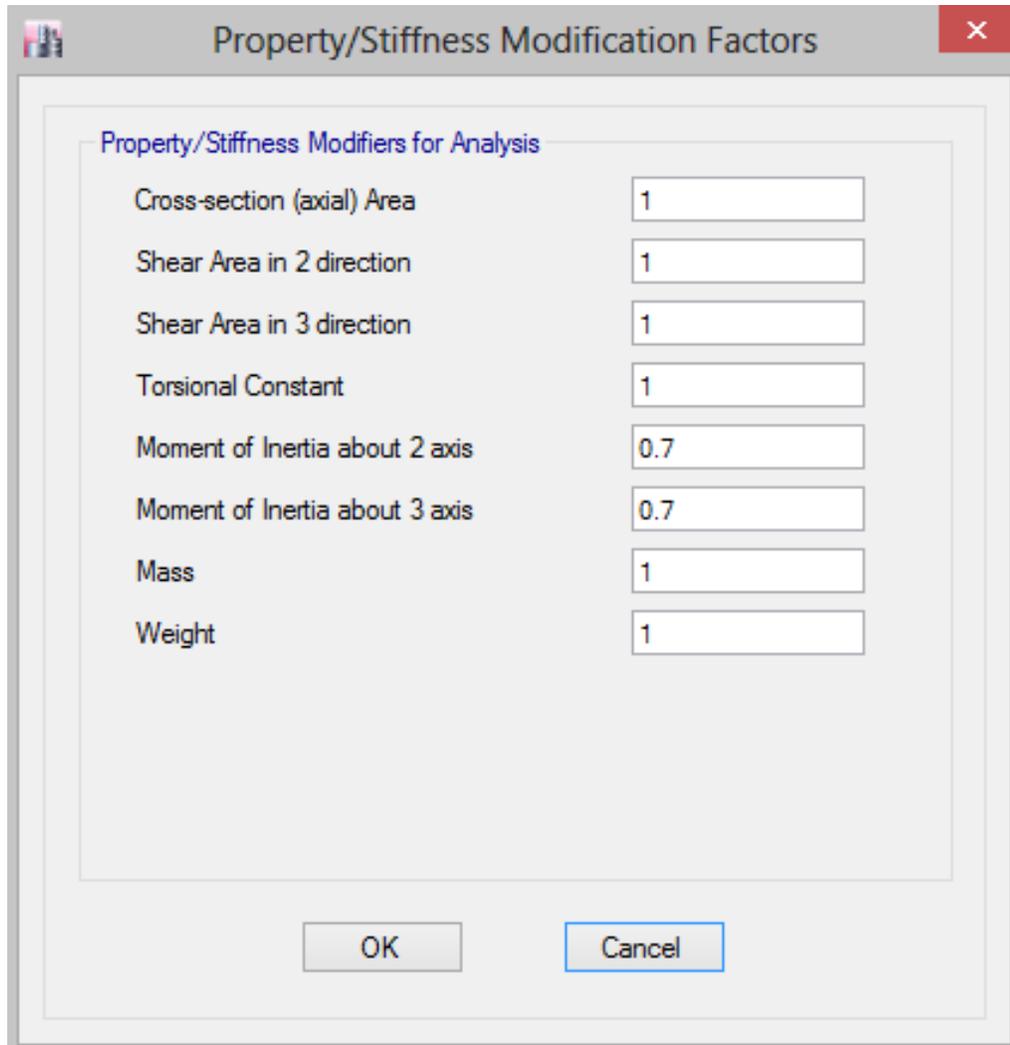
Modify/Show Rebar...

Show Section Properties...

OK

Cancel

C.7. Reducción de la rigidez



Property/Stiffness Modifiers for Analysis	Value
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.7
Moment of Inertia about 3 axis	0.7
Mass	1
Weight	1

La ventana de creación de sección es igual para vigas que para columnas ya que al fin y al cabo ambas son secciones rectangulares de concreto armado. No obstante, en un caso la rigidez se reduce al 70% y en el otro al 50%, según las recomendaciones de la FEMA 356, en la ventana de modificación de propiedades.

Además, tal y como se ve en la figura siguiente la definición del refuerzo sí que es muy distinta.

C.8. Definición del armado de columnas

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

- P-M2-M3 Design (Column)
- M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: Refuerzo Gr60

Confinement Bars (Ties): Refuerzo Gr60

Reinforcement Configuration

- Rectangular
- Circular

Confinement Bars

- Ties
- Spirals

Check/Design

- Reinforcement to be Checked
- Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 0.06 m

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 4

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 4

Longitudinal Bar Size and Area: #6, 0.000284 m²

Corner Bar Size and Area: #6, 0.000284 m²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: #3, 0.000071 m²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 0.3 m

Number of Confinement Bars in 3-dir: 3

Number of Confinement Bars in 2-dir: 3

OK Cancel

C.9. Creación de diafragmas rígidos

Diaphragm Data

Diaphragm: D1

Rigidity

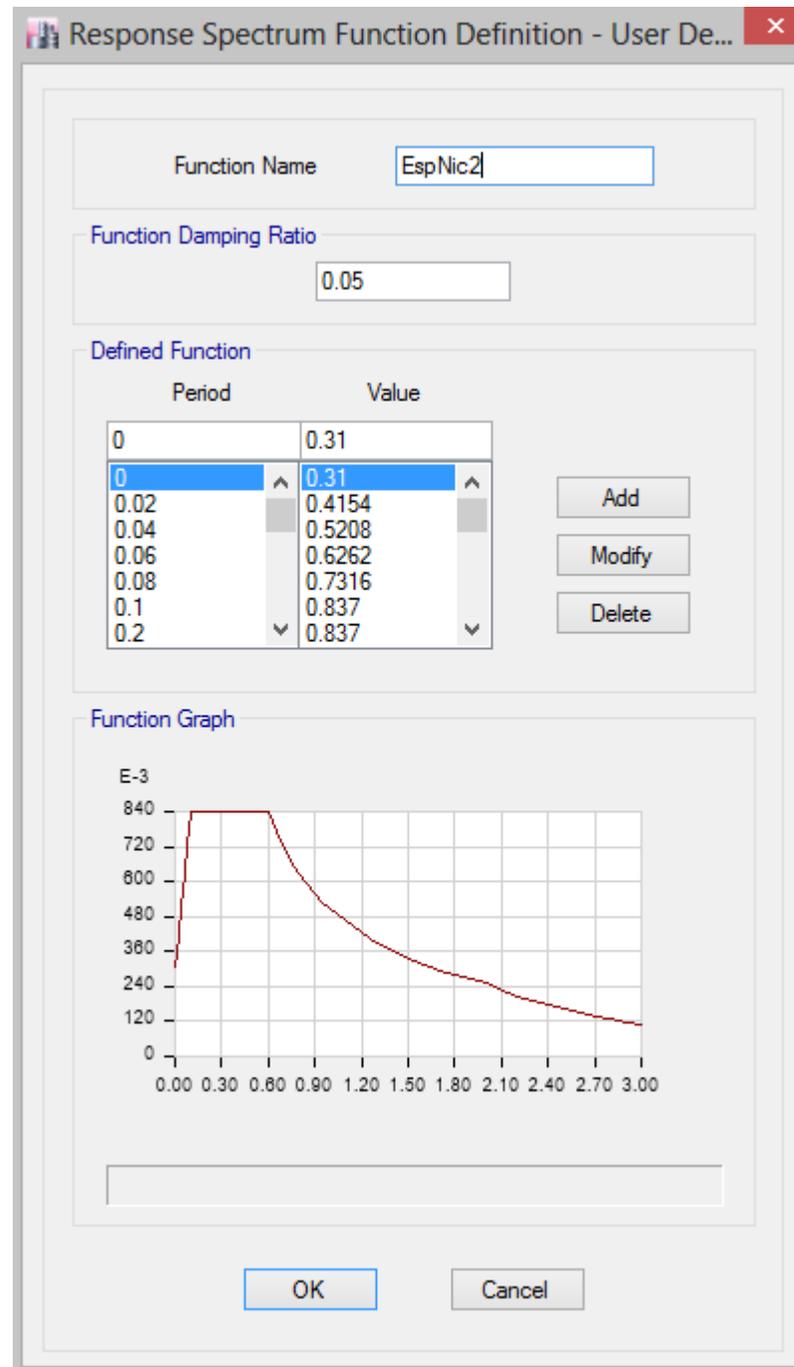
- Rigid
- Semi Rigid

OK Cancel

Los diafragmas se definen rígidos, de modo que en el modelo los desplazamientos, en la dirección de análisis, sean iguales en el extremo superior de las columnas.

El espectro de demanda sísmica se introduce a partir de un archivo en formato .txt, definido a partir de las características propias del sitio.

C.10. Definición del espectro de demanda sísmica



En la definición de la masa del sistema debe prestarse atención a que el peso propio no se contabilice doblemente. En este caso, se ha optado por desactivar la casilla de 'masa propia de los elementos' de modo que únicamente se contabiliza la masa de los casos de carga seleccionados. En caso de carga 'Dead' ya incluye la masa de los elementos estructurales.

C.11. Definición de la masa del sistema

Mass Source Data

Mass Source Name: Masa W

Mass Source

- Element Self Mass
- Additional Mass
- Specified Load Patterns
- Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
 - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:
 - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
Dead	1
Dead	1
CVR	1

Mass Options

- Include Lateral Mass
- Include Vertical Mass
- Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

Modelización y análisis

C.12. Definición del caso modal.

Modal Case Data

General

Modal Case Name: Modal w

Modal Case SubType: Eigen

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Masa W

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings: Noniterative based on mass

Note: Nonlinear case option for P-Delta does not apply when Preset P-Delta is noniterative based on mass.

Loads Applied

Advanced Load Data Does Exist: Advanced

Other Parameters

Maximum Number of Modes: 15

Minimum Number of Modes: 1

Frequency Shift (Center): 0 cyc/sec

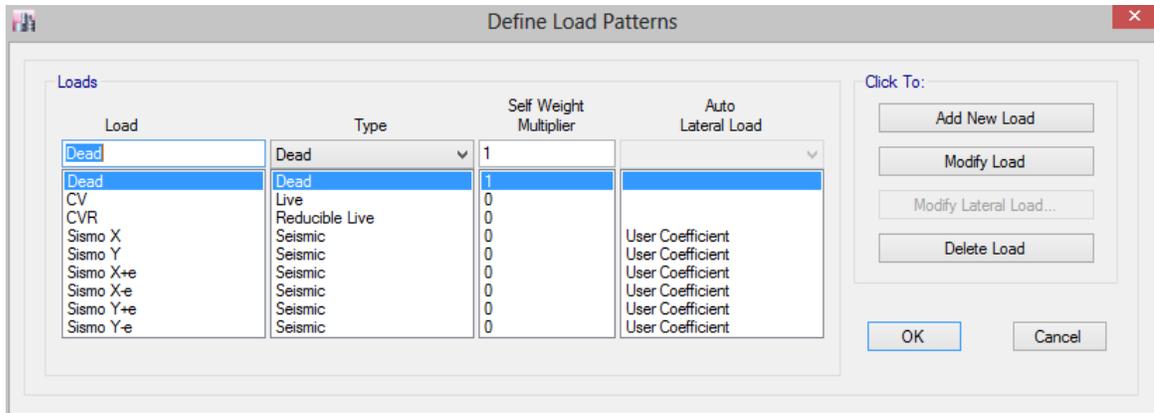
Cutoff Frequency (Radius): 0 cyc/sec

Convergence Tolerance: 1E-09

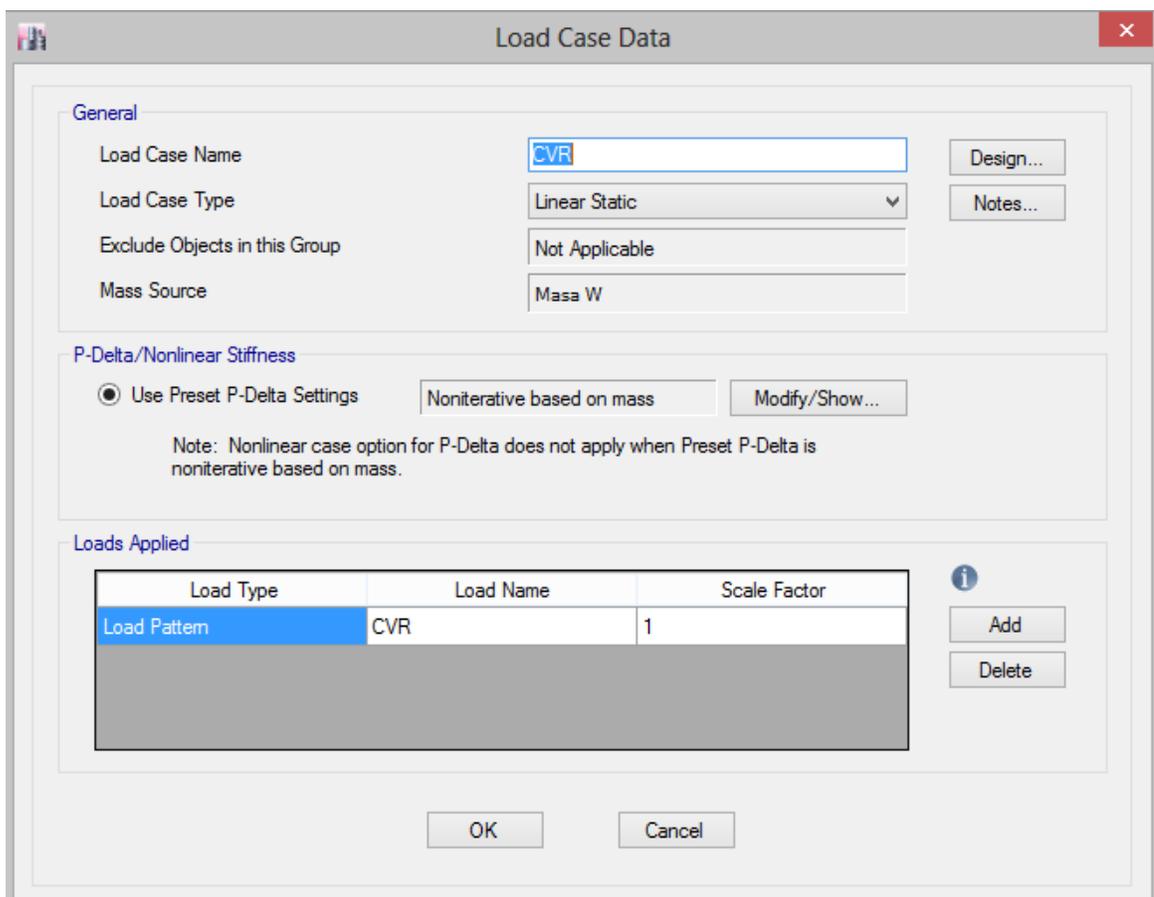
Allow Auto Frequency Shifting

OK Cancel

C.13. Definición de los patrones de carga



C.14. Caso de carga, CVR.



En el caso de carga viva reducida, CVR, es un ejemplo de caso de carga estático y lineal que incluye únicamente su patrón de carga correspondiente.

C.15. Caso de carga gravitacional, AECG.

General

Load Case Name: AECG

Load Case Type: Nonlinear Static

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Masa W

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	CVR	1

Other Parameters

Modal Load Case: Modal w

Geometric Nonlinearity Option: P-Delta

Load Application: Full Load

Results Saved: Final State Only

Nonlinear Parameters: Default

OK Cancel

Este caso de carga 'AECG' es un ejemplo de caso de carga estático no lineal, como se define en el ASCE 41-13, (sección 7.2.2, Ecuación 7-3) el cual incluye varios patrones de carga combinados. En este caso se añade la carga de peso propio, y la carga viva reducida, para el proceso de análisis no lineal.

C.16. Caso estático no lineal, AENL X.

General

Load Case Name: AENL X

Load Case Type: Nonlinear Static

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Masa W

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: AECG

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Acceleration	UX	-1

Other Parameters

Modal Load Case: Modal w

Geometric Nonlinearity Option: P-Delta

Load Application: Displacement Control

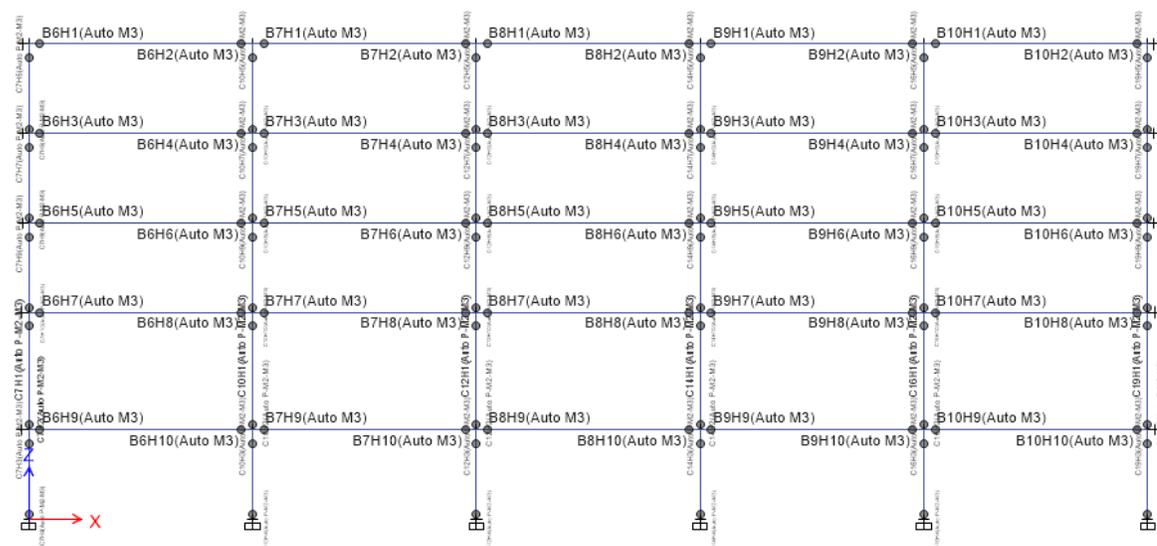
Results Saved: Multiple States

Nonlinear Parameters: User Defined

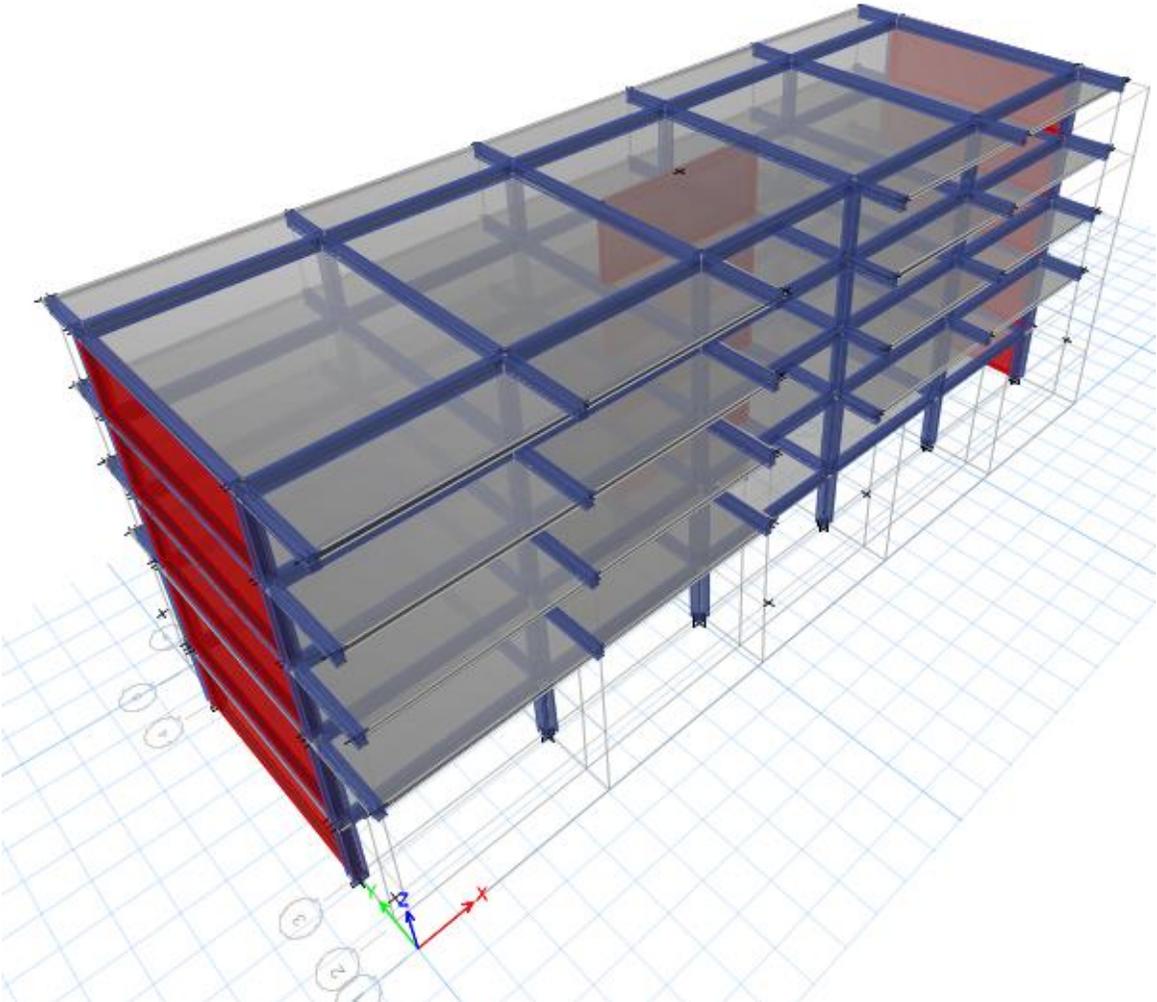
OK Cancel

En esta captura se ve la aplicación de un caso de carga no lineal. Todos los parámetros utilizados para el análisis de empuje incremental son así. Puede verse como incluye las cargas correspondientes a su patrón de cargas, pero las condiciones iniciales se basan en el caso 'AECG'. Además, la configuración de la aplicación de la carga y el guardado de resultados es distinto. Se basa en análisis estático no lineal, pushover convencional.

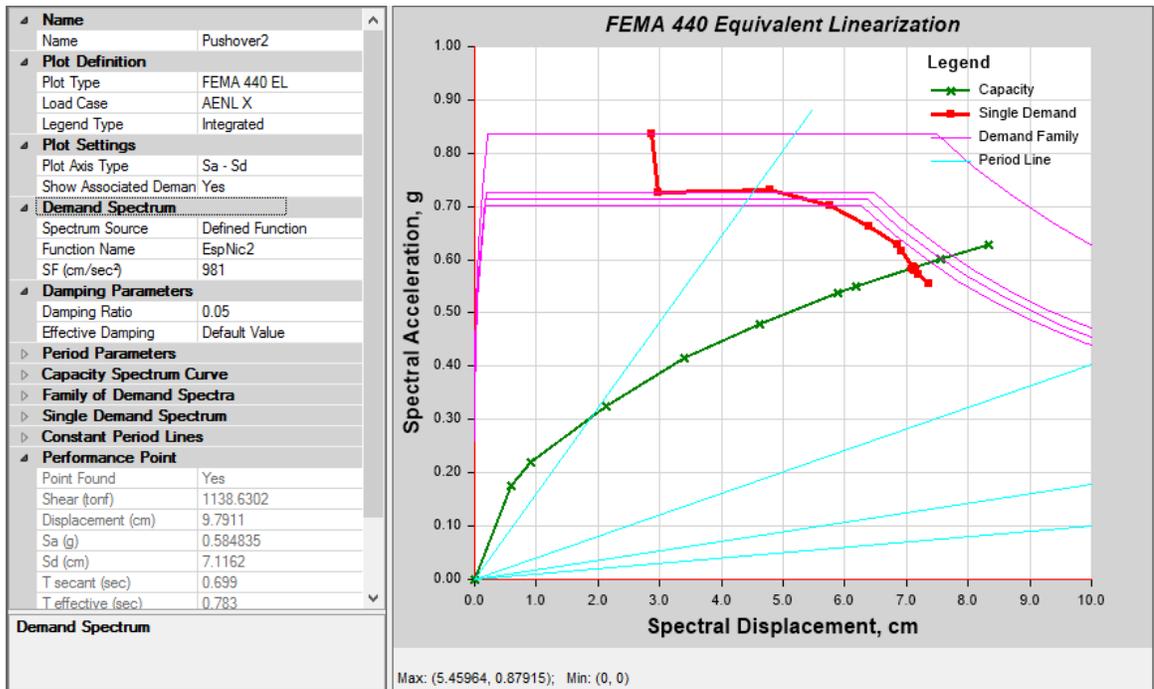
C.17. Asignación de las rotulas plásticas automáticas, según ASCE 41-13, Elevación. 4.



C.18. Visualización del modelo 3D.

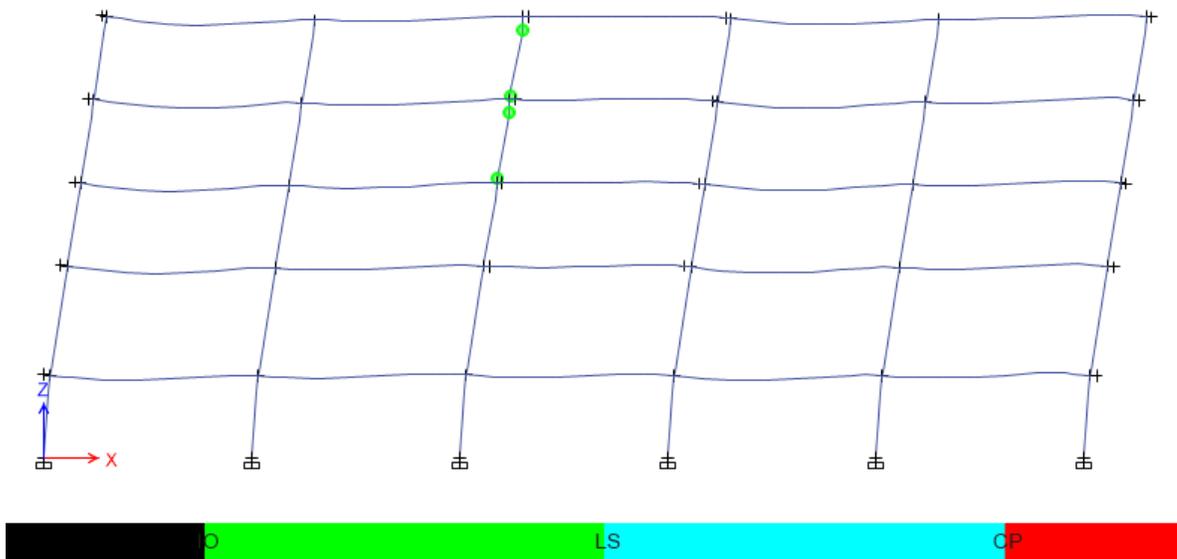


C.21. Gráfica aceleración-desplazamiento espectral.

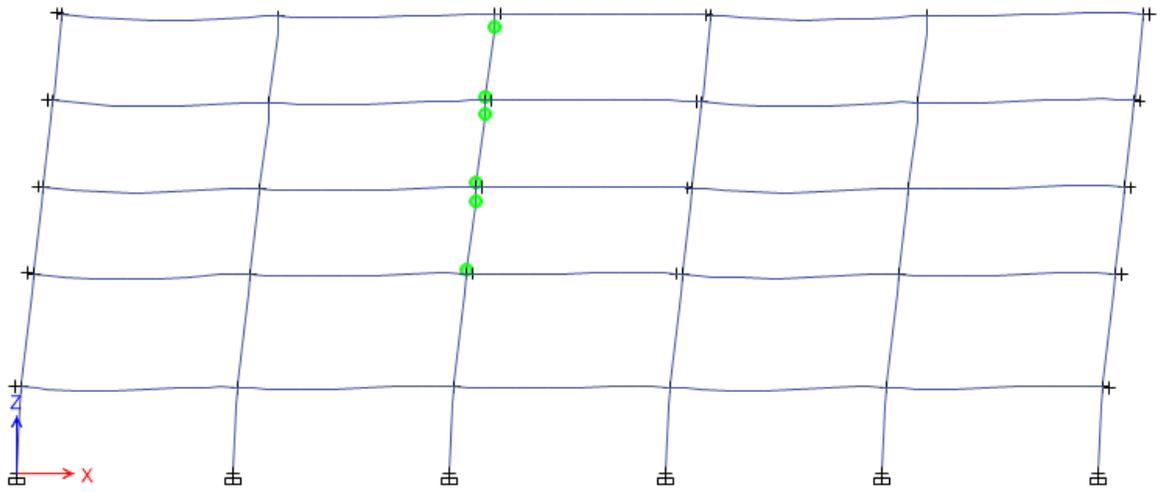


La grafica de fuerza-desplazamiento y de aceleración-desplazamiento espectral son el resultado más importante que obtenemos del programa. Aquí vemos la configuración empleada para que el programa realice el método EL, que es fundamentalmente la selección del espectro de respuesta previamente definido, como fuente, y el factor de escala, que debe ser 981 para que las unidades se correspondan.

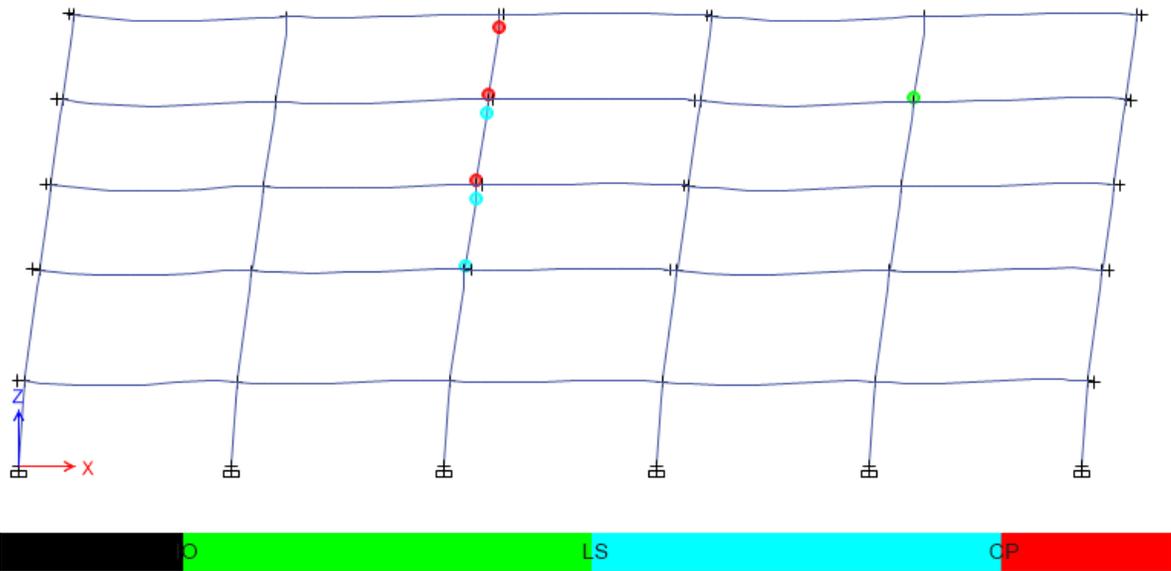
C.22. Paso 6



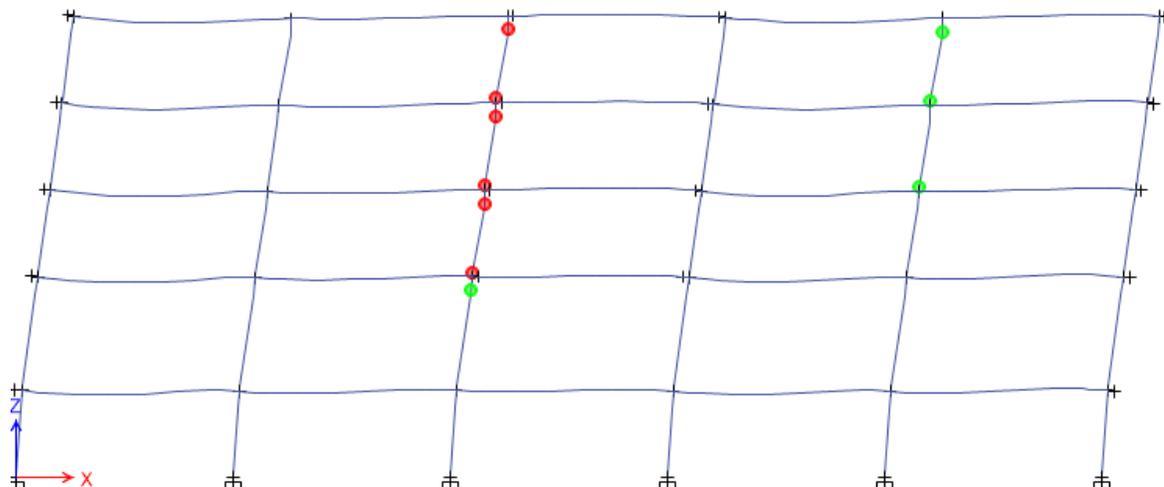
C.23. Paso 8



C.24 Paso 9



C.25. Paso 11



ANEXO D. ANÁLISIS Y RESULTADOS DEL SOFTWARE ETABS 2016

D.1. Masas por nivel

Nivel	UX tonf-s ² /m	Wi tonf	Condición de irregularidad Art. 23_RNC-07 < 100%
5	43.43	426.04	No Cumple: >70% piso inferior
4	54.25	532.20	Cumple <110%
3	54.25	532.20	Cumple <110%
2	56.13	550.60	No Cumple: >110% piso inferior
1	48.62	476.92	

D.2. Periodos modales y frecuencia

Case	Mode	Periodo seg	Frequency cyc/sec	Circular Frequency rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal w	1	0.409	2.447	15.372	236.305
Modal w	2	0.202	4.943	31.056	964.479
Modal w	3	0.136	7.334	46.084	2123.727
Modal w	4	0.092	10.835	68.077	4634.528
Modal w	5	0.053	18.957	119.110	14187.214
Modal w	6	0.044	22.672	142.451	20292.149
Modal w	7	0.036	27.731	174.239	30359.285
Modal w	8	0.033	30.102	189.139	35773.697
Modal w	9	0.029	34.976	219.762	48295.310
Modal w	10	0.028	35.897	225.549	50872.423
Modal w	11	0.023	44.172	277.543	77030.221
Modal w	12	0.020	49.557	311.373	96953.312
Modal w	13	0.020	50.538	317.541	100832.254
Modal w	14	0.017	59.634	374.689	140391.760
Modal w	15	0.015	65.183	409.555	167734.861

D.3. Factor de participación modal

Case	Mode	Periodo seg	Suma UX	Suma UY
Modal w	1	0.409	0.840	0.000
Modal w	2	0.202	0.840	0.860
Modal w	3	0.136	0.840	0.860
Modal w	4	0.092	0.915	0.868
Modal w	5	0.053	0.915	0.927
Modal w	6	0.044	0.959	0.927
Modal w	7	0.036	0.959	0.927
Modal w	8	0.033	0.982	0.927
Modal w	9	0.029	0.985	0.927
Modal w	10	0.028	0.985	0.965
Modal w	11	0.023	0.985	0.983
Modal w	12	0.020	0.985	0.984
Modal w	13	0.020	0.985	0.984
Modal w	14	0.017	0.985	0.984
Modal w	15	0.015	0.985	0.984

D.4. Drift max/prom por nivel _ Dirección X

Nivel	Caso de carga	Dirección	Max Drift m	Avg Drift m	Ratio
5	Sismo XX	X	0.005006	0.005003	1
4	Sismo XX	X	0.005201	0.005199	1
3	Sismo XX	X	0.004996	0.004994	1
2	Sismo XX	X	0.007258	0.006235	1.164
1	Sismo XX	X	0.002041	0.00204	1

D.5. Drift max/prom por nivel _ Dirección Y

Nivel	Caso de carga	Dirección	Max Drift m	Avg Drift m	Ratio
5	Sismo YY	Y	0.001287	0.001266	1.017
4	Sismo YY	Y	0.001356	0.001333	1.017
3	Sismo YY	Y	0.001309	0.001288	1.017
2	Sismo YY	Y	0.002063	0.001714	1.204
1	Sismo YY	Y	0.000651	0.000641	1.016

D.6. Story Forces _ X

Nivel	Caso de carga	VX tonf	T tonf	MY tonf-m
5	Sismo X	-216.7367	1812.6282	-693.5575
5	Sismo Esp X Max	204.2708	1706.0888	653.6327
4	Sismo X	-436.6105	3652.97	-2090.711
4	Sismo Esp X Max	381.6874	3189.278	1866.956
3	Sismo X	-605.5923	5067.346	-4028.6064
3	Sismo Esp X Max	503.1676	4204.7534	3449.496
2	Sismo X	-727.7315	6089.6276	-7085.0788
2	Sismo Esp X Max	587.8182	4912.2643	5855.8063
1	Sismo X	-769.3676	6441.4495	-9547.0552
1	Sismo Esp X Max	612.4345	5120.1389	7774.5901

Verificación del cortante basal $V_{din} \geq 0.8V_0$ **Cumple**

D.7. Story Forces _ Y

Nivel	Caso de carga	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m
5	Sismo Y	-216.31	-425073.02	69218.88
5	Sismo Esp Y Max	196.48	381178.46	62868.54
4	Sismo Y	-435.68	-856583.71	208635.74
4	Sismo Esp Y Max	379.37	736137.64	183875.10
3	Sismo Y	-604.20	-1188085.75	401981.29
3	Sismo Esp Y Max	507.87	985526.74	345020.02
2	Sismo Y	-725.95	-1427683.41	706881.70
2	Sismo Esp Y Max	594.13	1153036.30	591377.81
1	Sismo Y	-767.40	-1510578.29	952450.14
1	Sismo Esp Y Max	618.93	1202063.72	787207.09

Verificación del cortante basal $V_{din} \geq 0.8V_0$ **Cumple**

D.8. Distorsiones de entrepiso en condición de servicio, Sismo Reducido

Factor de Ductilidad, Q.		3				
Factor de reducción por sobrerresistencia ρ		2				
Nivel	h_i	Caso de carga	U_x cm	U_{xT} cm	Δ_{xT}	Condición < 0.002
5	3.2	Sismo Reducido	0.99	2.37	0.0017	CUMPLE
4	3.2	Sismo Reducido	0.76	1.84	0.0017	CUMPLE
3	3.2	Sismo Reducido	0.54	1.28	0.0016	CUMPLE
2	4.2	Sismo Reducido	0.32	0.76	0.0013	CUMPLE
1	3.2	Sismo Reducido	0.09	0.21	0.0007	CUMPLE

D.9. Distorsiones de estrepiso en condición de colapso, Sismo Reducido

Factor de Ductilidad, Q.		3				
Factor de reducción por sonrerresistencia ρ		2				
Nivel	h_i	Caso de carga	U_x cm	U_{xT} cm	Δ_{xT}	Condición < 0.015
5	3.2	Sismo Reducido	0.99	5.92	0.0042	CUMPLE
4	3.2	Sismo Reducido	0.76	4.59	0.0043	CUMPLE
3	3.2	Sismo Reducido	0.54	3.21	0.0041	CUMPLE
2	4.2	Sismo Reducido	0.32	1.90	0.0032	CUMPLE
1	3.2	Sismo Reducido	0.09	0.53	0.0017	CUMPLE

D.10. Rigidez por nivel, condición de regularidad _RNC

Nivel	Load Case	Shear X tonf	Drift X cm	Stiffness X tonf/cm	Condición de regularidad < 50%
5	Sismo X	216.74	0.5127	422.77	
4	Sismo X	436.61	0.5257	830.52	No se cumple
3	Sismo X	605.59	0.4983	1215.30	No se cumple
2	Sismo X	727.73	0.5133	1417.79	CUMPLE
1	Sismo X	769.37	0.198	3885.14	

D.11. Fuerza cortante por nivel, condición de regularidad _RNC

Nivel	Caso de carga	VX tonf	Condición de regularidad < 50%
5	Sismo X	216.74	
4	Sismo X	436.61	No se cumple
3	Sismo X	605.59	No se cumple
2	Sismo X	727.73	No se cumple
1	Sismo X	769.37	

D.12 Cumplimiento de la condición de regularidad N°12 del artículo 23 del RNC-07

Nivel	Coordenadas del centro de masa y centro de torsión				Cálculo de la excentricidad torsional	
	X _{CM}	Y _{CM}	X _{CR}	Y _{CR}	Excentricidad en X	Excentricidad en Y
	m	m	m	m	X _{CM} -X _{CR}	Y _{CM} -Y _{CR}
1	20.00	8.45	20.00	8.45	0.00	0.00
2	19.92	8.42	20.00	8.45	0.08	0.03
3	19.92	8.43	20.00	8.45	0.08	0.02
4	19.92	8.43	20.00	8.45	0.08	0.02
5	19.87	8.40	20.00	8.45	0.13	0.05

Nivel	Cumplimiento de la condición de regularidad N°12					
	Dimensión en planta		Excentricidad en X	Excentricidad en Y	e _{sX} ≤ 0.1d	e _{sY} ≤ 0.1d
	X (m)	Y(m)	X _{CM} -X _{CR}	Y _{CM} -Y _{CR}		
5	40.40	14.50	0.00	0.00	OK	OK
4	40.40	14.50	0.08	0.03	OK	OK
3	40.40	14.50	0.08	0.02	OK	OK
2	40.50	14.50	0.08	0.02	OK	OK
1	40.50	10.50	0.13	0.05	OK	OK

D.13 Coeficiente para calcular el límite máximo del período estructural, tabla 12.8-1, ASCE-7-10

Design Spectral Response Acceleration Parameter at 1 s, S _{D1}	Coefficient C _w
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

D.14 Parámetros para determinar el período aproximado, C_t y x, tabla 12.8-2, ASCE-7-10

Structure Type	C _t	x
Moment-resisting frame systems in which the frames resist 100% of the required seismic force and are not enclosed or adjoined by components that are more rigid and will prevent the frames from deflecting where subjected to seismic forces:		
Steel moment-resisting frames	0.028 (0.0724) ^a	0.8
Concrete moment-resisting frames	0.016 (0.0466) ^a	0.9
Steel eccentrically braced frames in accordance with Table 12.2-1 lines B1 or D1	0.03 (0.0731) ^a	0.75
Steel buckling-restrained braced frames	0.03 (0.0731) ^a	0.75
All other structural systems	0.02 (0.0488) ^a	0.75

^aMetric equivalents are shown in parentheses.

ANEXO E. ANÁLISIS DEL MURO DE CORTE

E.1. Datos Iniciales

$h_s(m) =$	3.20	Altura de entrepiso
$l_w(m) =$	10.00	Longitud del muro
# Pisos=	5.00	Números de pisos
$A_{planta}(m^2) =$	591.01	Área de Planta
C =	0.31	Coefficiente sísmico
$f'_c(Kg/cm^2) =$	280.00	Resistencia del concreto
$f_y(Kg/cm^2) =$	4200	Límite de fluencia del acero de refuerzo longitudinal
$f_y(Kg/cm^2) =$	4200	Límite de fluencia del acero de refuerzo transversal
$b_w(m) =$	0.30	Espesor del muro
$SD_1(g) =$	0.75	Aceleración espectral 1 seg. en suelo rígidos (elástica para factor R=1,0)
$w_g(ton/m^2) =$	1.00	Densidad de carga estimada

E.2. Fuerzas axiales y momentos en el muro.

Nivel	$h_i(m)$	$w_i(ton)$	$w_i h_i$	f_i (Ton)	V_i (Ton)	M_{ui} (Ton*m)	P_{ui} (Ton)
Base	0.00						
1	3.20	476.72	1525.50	41.64	769.37	9547	1584
2	7.40	550.38	4072.80	122.14	727.73	7085	1252
3	10.60	531.98	5638.98	168.98	605.59	4029	916
4	13.80	531.98	7341.32	219.87	436.61	2091	570
5	17.00	425.87	7239.80	216.74	216.74	694	219
SUMA		2516.93	25818.4				

El muro se evaluó como una columna con excentricidades grandes, la contribución del acero del alma a la resistencia a flexión será ignorada.

E.3. Cálculos Iniciales

$d_1(m) =$	0.50	Asumiendo que todo el acero a compresión y a tracción se concentra a 50 cm de los bordes, s/Fargier
$d_2(m) =$	9.50	
$f_y(Kg/cm^2) =$	4200	Límite de fluencia del acero de refuerzo longitudinal
$E(Kg/cm^2) =$	2.10E+06	Módulo de Elasticidad del acero
K(Kg/cm) =	7140.00	Factor de longitud efectiva para miembros en compresión
$\beta_1(m) =$	0.85	Factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.
$\epsilon_c =$	0.003	Límite de las deformaciones unitarias del concreto

Una vez calculada el área de acero se determinó el diagrama de interacción para verificar que las combinaciones de carga axial-momento sean adecuadas.

E.4. Diseño del muro por flexo-compresión

Nivel	$\phi =$	0.9	Asumido		
	M_{ui}/ϕ	P_{ui}/ϕ	c	a	$\varepsilon_s(T)$
0	Ton-m	Ton	cm	cm	
1	10607.84	1759.56	274.18	233.06	-0.0074
2	7872.31	1390.79	222.55	189.17	-0.0098
3	4476.23	1017.42	167.53	142.40	-0.0140
4	2323.01	633.78	101.97	86.67	-0.0249
5	770.62	243.47	33.00	28.05	-0.0834

Nivel							P_{ui}/ϕ
	f_{st}	$\varepsilon_s(C)$	f_{sc}	$C_c = k * a$	$x_c = (h-a)/2$	$A_s = A_s'$	calc
0	Kg/cm2		Kg/cm2	Kg	cm	cm2	Ton
1	-4200	0.0025	5151.14	2E+06	383.47	100.45	1759.56
2	-4200	0.0023	4884.59	1E+06	405.42	58.62	1390.79
3	-4200	0.0021	4419.78	1E+06	428.80	3.00	1017.42
4	-4200	0.0015	3210.87	618859	456.66	-15.09	633.78
5	-4200	-0.0015	-3245.45	200277	485.98	-47.18	551.58

El refuerzo longitudinal según ACI 318-14 sección 18.7.4.1, debe ser al menos $0.01A_g$ y no debe exceder $0.06A_g$, luego:

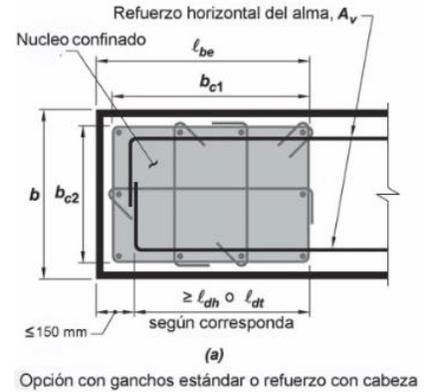
E.5. Distribución de acero longitudinal en elementos de borde

Nivel	h_i (m)	As requerido	Varillas #6	Varillas #6
		cm ²	Requeridas	Colocadas
1	3.2	90.00	31.70	32
2	7.4	58.62	20.65	24
3	10.6	15.00	7.50	8
4	13.8	15.00	7.50	8
5	17.0	15.00	7.50	8

Nota: En los niveles superiores al 1 se colocó más acero del requerido, esto se hace con intención de que la aparición de la rótula plástica ocurra en la base del muro, y de que el comportamiento se mantenga elástico entre los niveles 2 y 5.

E.6. Acero de confinamiento del elemento de borde

$1/4(l_{be} \text{ o } b)=$	12.50	(18.7.5.3)
$6d_b \text{ (cm)}=$	11.43	(18.7.5.3)
Min. (cm)=	10.00	(18.7.5.3)
$b_w/3 \text{ (cm)}=$	10.00	(18.10.6.4-e)
Sep. (cm)=	10	Asumida



E.7. Numero de ramas requeridas del elemento de borde

$b_c \text{ (cm)}=$	45.00
$A_{sh} \text{ (cm}^2\text{)}=$	6.00
$A_{est.} \text{ (cm}^2\text{)}=$	0.71

Usando ϕ : 3/8 (Área de barra asumida para ligadura)

# de ramas req.=	8.45	Ramas de 3/8"
# Ramas=	10	

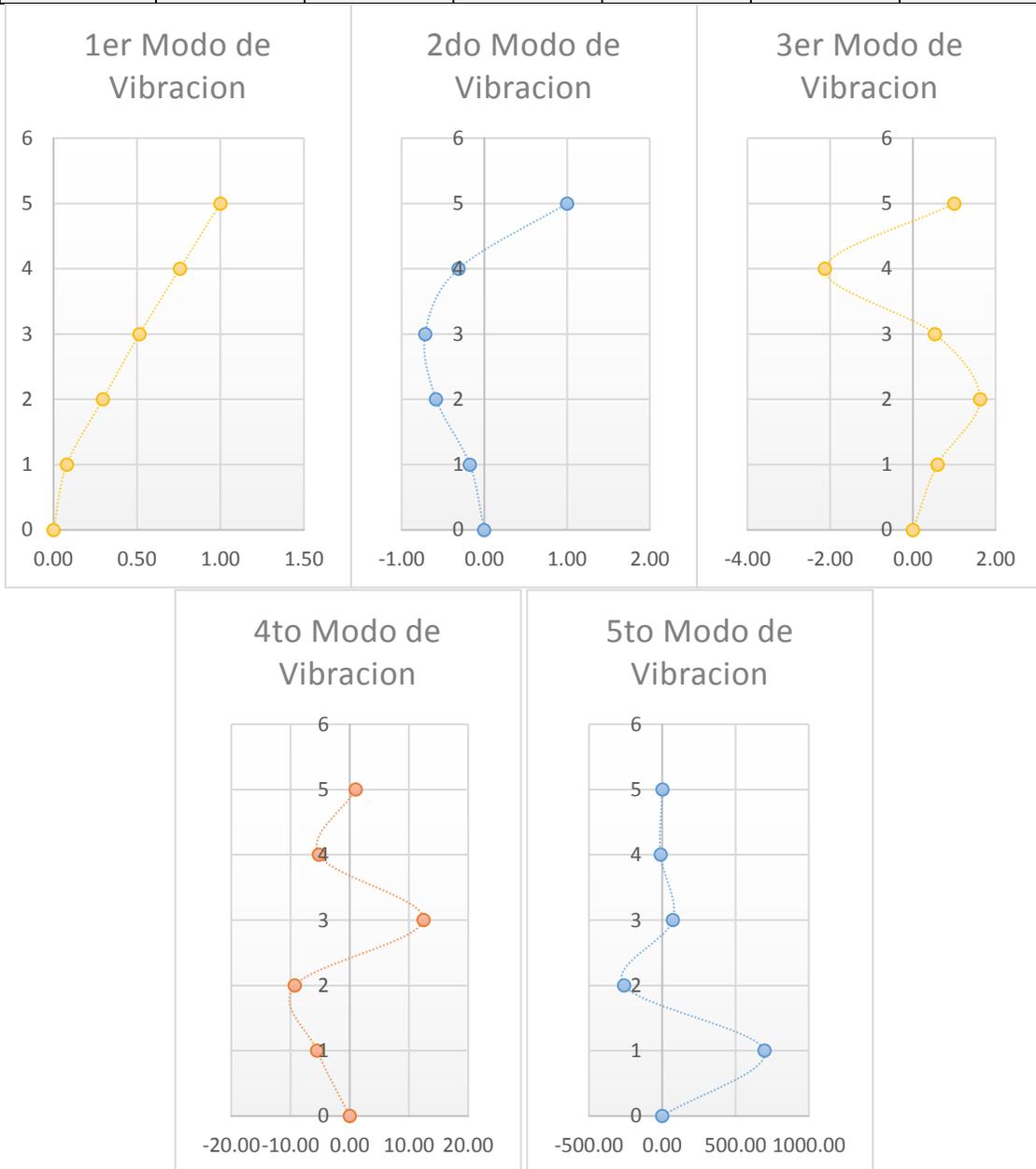
E.8. Cálculo de la resistencia nominal a cortante

	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3
$\rho_l =$	0.0089	0.0089	0.0089
$\rho_t =$	0.0089	0.0089	0.0089
$h_w/l_w=$	1.70	1.38	1.06
$A_c=$	0.69	0.80	0.80
$\lambda=$	1	1	1
$f'_c \text{ (Kg/cm}^2\text{)}=$	280	280.00	280.00
$F_y \text{ (Kg/cm}^2\text{)}=$	4200	4200	4200
$\phi \text{ corte}=$	0.75	0.75	0.75
$V_n \text{ muro (kg/cm}^2\text{)}=$	48.96	50.77	50.77

ANEXO F. MODOS DE VIBRACIONES

F.1. MODOS DE VIBRACIONES NORMALIZADO CON RESPECTO A LA MASA 1

Nivel	Altura (h)	Z1	Z2	Z3	Z4	Z5
5	17	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
4	13.8	0.78	-0.31	-2.13	-5.23	-11.37
3	10.6	0.53	-0.71	0.53	12.44	72.19
2	7.4	0.31	-0.58	1.62	-9.29	-259.85
1	3.2	0.09	-0.17	0.60	-5.52	697.36
Cimentación	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



ANEXO G. ANALISIS P-DELTA

G.1. ANALISIS P-DELTA CASO SISMICO EN X

Nivel	$P_i(Ton)$	$\Delta_i(cm)$	$V_i(Ton)$	$h(cm)$	θ_i	Efecto P-Delta?
5	650.22844	5.92	216.74	320.00	0.056	No es necesario
4	1514.39192	4.59	436.61	320.00	0.050	No es necesario
3	2378.55528	3.21	605.59	320.00	0.039	No es necesario
2	3287.41426	1.90	727.73	420.00	0.020	No es necesario
1	3955.04802	0.53	769.37	320.00	0.009	No es necesario

Para el análisis lineal no se tuvieron en cuenta los efectos P-Delta, para lo cual se determinó el índice de estabilidad Q, definido en el ASCE 7-10, en este caso si Q era mayor 0.3 la estructura debía ser rigidizada y si es menor a 0.10 no es necesario incluirlo en el análisis. Sin embargo para el análisis estático no lineal (Push-over), se tuvieron en cuenta los efectos P – Delta, siendo un requisito para dicho análisis.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

SECRETARÍA DE FACULTAD

F-8: CARTA DE EGRESADO

El Suscrito Secretario de la **FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION** hace constar que:

ROJAS OBANDO DAVID LIZANDRO

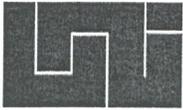
Carne: **2012-41834** Turno **Diurno** Plan de Estudios **2015** de conformidad con el Reglamento Académico vigente en la Universidad, es **EGRESADO** de la Carrera de **INGENIERIA CIVIL**.

Se extiende la presente **CARTA DE EGRESADO**, a solicitud del interesado en la ciudad de Managua, a los siete días del mes de agosto del año dos mil dieciocho.

Atentamente,

Dr. Francisco Efraín Chamorro Blandón
Secretario de Facultad





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

SECRETARÍA DE FACULTAD

F-8: CARTA DE EGRESADO

El Suscrito Secretario de la **FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION** hace constar que:

MENDOZA TREMINIO JOSÉ ELIAS

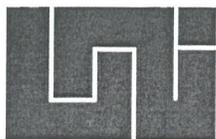
Carne: **2012-41853** Turno **Diurno** Plan de Estudios **2015** de conformidad con el Reglamento Académico vigente en la Universidad, es **EGRESADO** de la Carrera de **INGENIERIA CIVIL**.

Se extiende la presente **CARTA DE EGRESADO**, a solicitud del interesado en la ciudad de Managua, a los siete días del mes de agosto del año dos mil dieciocho.

Atentamente,



Dr. Francisco Efraín Chamorro Blandón
Secretario de Facultad



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
SECRETARIA DE FACULTAD

HOJA DE MATRICULA
AÑO ACADEMICO 2018

No. Recibo **94390296**

No. Inscripción **140**

NOMBRES Y APELLIDOS: David Lizandro Rojas Obando

CARRERA: INGENIERIA CIVIL

CARNET: 2012-41834

TURNO: Diurno

PLAN DE ESTUDIO: 2015

SEMESTRE: PRIMER SEMESTRE
2018

FECHA: 12/02/2018

No.	ASIGNATURA	GRUPO	AULA	CRED.	F	R
1 ULTIMA LINEA					



F:Frecuencia de Inscripciones de Asignatura R: Retiro de Asignatura.

USER_ONLINE

GRABADOR

FIRMA Y SELLO DEL
FUNCIONARIO

FIRMA DEL
ESTUDIANTE

cc:ORIGINAL:ESTUDIANTE - COPIA:EXPEDIENTE.

IMPRESO POR SISTEMA DE REGISTRO ACADEMICO EL 07-ago-2018



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
SECRETARIA DE FACULTAD**

**HOJA DE MATRICULA
AÑO ACADEMICO 2018**

No. Recibo **94390457**

No. Inscripción **300**

NOMBRES Y APELLIDOS: José Elias Mendoza Treminio

CARRERA: INGENIERIA CIVIL

CARNET: 2012-41853

TURNO: Diurno

PLAN DE ESTUDIO: 2015

SEMESTRE: PRIMER SEMESTRE
2018

FECHA: 13/02/2018

No.	ASIGNATURA	GRUPO	AULA	CRED.	F	R
1	-----ULTIMA LINEA					

F:Frecuencia de Inscripciones de Asignatura R: Retiro de Asignatura.



USER_ONLINE

GRABADOR

FIRMA Y SELLO DEL
FUNCIONARIO

FIRMA DEL
ESTUDIANTE

cc:ORIGINAL:ESTUDIANTE - COPIA:EXPEDIENTE.

IMPRESO POR SISTEMA DE REGISTRO ACADEMICO EL 07-ago-2018

