UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
VALPARAÍSO – CHILE

VERIFICACION ESTRUCTURAL DE EDIFICACION EXISTENTE SOMETIDA A SOLICITACIONES DE TSUNAMI

CRISTIAN FERNANDO LOPEZ HEVIA

Memoria para optar al Título de

Ingeniero Civil

Profesores Guía

Patricio Catalán Mondaca

Gilberto Leiva Henríquez

Noviembre de 2017

RESUMEN

Esta memoria se divide principalmente en dos partes, una primera etapa dirigida a la evaluación de una estructura existente, verificando el cumplimiento de los requerimientos y recomendaciones incluidos de la normativa vigente para edificios sometidos a cargas sísmicas según la NCh433 of.1996 mod.2009 y lo descrito en el decreto supremo D.S. N°61 - que en conjunto fijan el diseño sísmico de edificios - así como el detallamiento de elementos estructurantes según el capítulo 21 del código ACI 318-08 y el D.S. N°60 que fija el los requisitos de diseño y cálculo para estructuras de hormigón armado. Una vez realizado esto, se dio paso a la segunda etapa de la investigación, donde se realizó un estudio orientado a la obtención de la capacidad global de la estructura para resistir las demandas. Para ello, se realizó un análisis no lineal, mediante un análisis estático de carga incremental no lineal o también conocido como método Pushover, con la finalidad de estimar su curva de capacidad en sus dos direcciones principales y compararla con la demanda sísmica de la NCh433 para estimar el estado de la estructura.

Dicho análisis fue ejecutado con el programa Sap2000 según los criterios de modelación y aceptación que definen las curvas constitutivas de las rotulas plásticas que se forman en los elementos, incorporadas en el documento de la Agencia Federal de Manejo de Emergencias - FEMA 356 (2000) - de Estados Unidos, sumado a las propiedades de rigidez y resistencia de los elementos que estructuran el edificio.

Con este antecedente de capacidad, se estimó que la respuesta del edificio es bastante adecuada frente a la demanda sísmica, quedando dentro del rango “ocupacional” luego de ocurrido el evento. Por lo tanto, se pudo precisar que la edificación no presentará daños al momento de recibir las cargas inducidas por el tsunami (demanda). Estas solicitaciones fueron determinadas y dispuestas sobre el edificio de acuerdo a lo descrito en la norma chilena NCh3363 of. 2015 "Diseño estructural - Edificaciones en áreas de riesgo de inundación por tsunami o seiche".

Finalmente, y luego de analizada la estructura, se determinó que el edificio que es capaz de permanecer dentro del rango de desempeño de ocupación inmediata posterior a la demanda sísmica, y tiene la capacidad suficiente para soportar las solicitaciones provocadas por el tsunami.

ABSTRACT

This study is divided mainly into two parts, a first stage aimed at evaluating an existing structure, verifying compliance with the requirements and recommendations included in the current regulations for buildings subjected to seismic loads according to the NCh433 of.1996 mod.2009 and What is described in Supreme Decree DS N ° 61 - which together determine the seismic design of buildings - as well as the detailing of structural elements according to chapter 21 of code ACI 318-08 and D.S. N ° 60 which sets the design and calculation requirements for reinforced concrete structures. Once done, the second stage of the investigation is given, where a study was conducted to obtain the global capacity of the structure to resist the demands. For this, a non-linear analysis was carried out, through a static analysis of incremental non-linear load or Pushover, in order to estimate its capacity curve its two main directions and compare it with the seismic demand of NCh433 to estimate the state of the structure.

This analysis was performed with the Sap2000 program according to the modeling and acceptance criteria that define the constitutive curves of the plastic hinges that are formed in the elements, incorporated in the document of the Federal Emergency Management Agency (FEMA) 356 (2000). Of the United States, added to the properties of rigidity and resistance of the elements that structure the building.

With this antecedent of capacity, it was shown that the response of the building is quite adequate against the seismic demand, being within the "occupational" range after the event occurred. Therefore, it could be specified that the building will not present damages at the moment of receiving the charges induced by the tsunami (demand).These loads were determined and arranged on the building according to the described in the Chilean code NCh3363 of. 2015 "Structural Design - Buildings in areas of risk of flooding by tsunami or seiche".

Finally, after analyzing the structure, it was determined that the building is able to remain within the range of immediate occupation performance after seismic demand, and has sufficient capacity to withstand the stresses caused by the tsunami.

GLOSARIO

ACI318	:	American Concrete Institute, Michigan, Estados Unidos
ADRS	:	Acceleration-Displacement Response Spectra
ATC-40	:	Applied Technology Council, California, Estados Unidos.
CERESIS	:	Centro regional de sismología para América del Sur.
CSI	:	Computer and Structures, Inc. California, Estados Unidos.
CSN	:	Centro de Sismología Nacional, Santiago de Chile.
FEMA	:	Federal Emergency Management Agency. Washington D.C., Estados Unidos
INN	:	Instituto Nacional de Normalización. Santiago, Chile.
MINVU	:	Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile. Santiago, Chile.
NTM-007	:	Norma Técnica Minvu - 007. Santiago, Chile.
SHOA	:	Servicio Hidrológico y Oceanográfico de la Armada. Valparaíso, Chile.

“VERIFICACION ESTRUCTURAL DE EDIFICACION EXISTENTE SOMETIDA A SOLICITACIONES DE TSUNAMI”

Contenido

RESUMEN i

ABSTRACT ii

GLOSARIO iii

Capítulo 1. Generalidades 1

1.1 Introducción 1

1.2 Objetivos y Metodologías de trabajo 2

Capítulo 2. Evaluación de la estructura existente según NCh433 4

2.1 Emplazamiento de la estructura 4

2.2 Propiedades de la edificación 5

2.3 Análisis lineal espectral 6

2.3.1 Modelación 6

2.3.2 Análisis de la estructura según NCh433.of96 mod.2009 y D.S. 61 8

2.3.3 Verificación y detallamiento de la estructura 18

Capítulo 3. Análisis no lineal 21

3.1 Métodos de análisis estático no lineal 22

3.1.1 Método del espectro de capacidad 24

3.2 Modelo empleado para el análisis no lineal 30

3.2.1 Definición de la estructura 30

3.2.2 Asignación de cargas 32

3.2.3 Definición de rotulas 35

3.2.4 Obtención e interpretación de resultados 38

Capítulo 4. Solicitaciones de tsunami 46

4.1 Fuerzas de diseño 48

4.1.1 Fuerza Hidrostática 49

4.1.2 Fuerzas Hidrodinámicas 50

4.2 Combinación de cargas Hidrodinámicas 54
4.2.1 Impacto inicial 54
4.2.2 Post impacto 54
Capítulo 5. Determinación de la capacidad lateral del edificio 55
5.1 Capacidad de corte de la estructura 55
5.2 Capacidad a flexión de la estructura 57
Capítulo 6. Análisis de falla local 65
Capítulo 7. Conclusiones 72
Capítulo 8. Referencias 74
Capítulo 9. Anexos 76
Anexo A 76
Anexo B 88
Anexo C 93
Anexo D 95
Anexo E 98
Anexo F 99
Anexo G 100
Anexo H 101

Índice de ilustraciones

Ilustración 2-1: Vista general de emplazamiento del edificio en estudio 4
Ilustración 2-2: Planta tipo simplificada de edificio analizado 5
Ilustración 2-3: Planta primer nivel del modelo del edificio 6
Ilustración 2-4: Vista Isométrica primer nivel del modelo del edificio 7
Ilustración 2-5: Vista Isométrica global del modelo del edificio 7
Ilustración 2-6: Espectros elástico y de diseño para ambas direcciones de análisis. 12
Ilustración 2-7: Espectros Elásticos de desplazamientos. 15
Ilustración 2-8: Desplazamientos laterales por piso (según NCh433.of.96). 15
Ilustración 2-9: Desplazamientos laterales por piso (según NCh433.of.96). 16
Ilustración 2-10: Corte en la altura, para las dos direcciones de análisis (según NCh433.of.96). 17
Ilustración 3-1: Concepto curva de capacidad 22
Ilustración 3-2: Diagrama de capacidad vs demanda 24
Ilustración 3-3: Comportamientos de Histéresis en la Definición del Figura Amortiguamiento Equivalente 25
Ilustración 3-4: Derivación de amortiguamiento para reducción espectral 27
Ilustración 3-5: Estimación de energía disipada por amortiguamiento, e_d 27
Ilustración 3-6: Modelo tipo frame. 30
Ilustración 3-7: Planta sin y con cachos rígidos 31
Ilustración 3-8: Patrones de carga 32
Ilustración 3-9: Asignación de cargas gravitacionales a vigas 32
Ilustración 3-10: Cargas laterales 33
Ilustración 3-11: Estado de carga CGNL – programa SAP2000 33
Ilustración 3-12: Estado de carga pushover – programa SAP2000 34
Ilustración 3-13: Definición de rotulas en el programa 35
Ilustración 3-14: Razon de Deformación vs fuerza normalizada 36
Ilustración 3-15: Asignación de rotula para las vigas de la estructura 36
Ilustración 3-16: Asignación de rotula para los muros de la estructura 37
Ilustración 3-17: Curva de capacidad del edificio 38
Ilustración 3-18: Curva de demanda elastica – NCh433 39
Ilustración 3-19: Espectros de respuesta en forma tradicional y formato ADSR 39
Ilustración 3-20: Curvas de demanda elásticas en formato ADSR para diferentes niveles de amortiguamiento (5, 10, 15 y 20%) 40
Ilustración 3-21: Obtención de la Curva de Demanda Unica 41
Ilustración 3-22: Curva de Demanda Unica en dirección X 41

Ilustración 3-23: Curva de Demanda Unica en dirección Y 42
Ilustración 3-24: Punto de Desempeño de la Estructura dirección X 42
Ilustración 3-25: Punto de Desempeño de la Estructura dirección Y 43
Ilustración 3-26: Correlación de daños según SEAOC empleando IDDR 44
Ilustración 4-1: Profundidades de inundación en viña del mar (Shoa, 2013) y emplazamiento de edificio 47
Ilustración 4-2: Variables asociadas a la profundidad de agua 48
Ilustración 4-3: Edificio actuando como cuerpo rigido frente a cargas por tsunami 49
Ilustración 5-1: Planta de muros principales 57
Ilustración 6-1: Planta de elementos considerados para estimacion de falla local 65
Ilustración 9-1: Esquema de capacidad de deformación de un muro – Modelo simplificado 77
Ilustración 9-2: Modelo de rotula plástica 77
Ilustración 9-3: Valores del parámetro α_c 79
Ilustración 9-4: Muro ejemplo de analisis – M14 piso 1 81
Ilustración 9-5: Diagrama de interacción dir. X – M14 piso 1 82
Ilustración 9-6: Diagrama de interacción dir. y – M14 piso 1 82
Ilustración 9-7: Orientación de analisis para obtener diagrama M-Ø - M14 piso 1 83
Ilustración 9-8: Cartilla de carga y dirección de análisis – M14 piso 1 83
Ilustración 9-9: Propiedades de hormigón No confinado H30 – M14 piso 1 84
Ilustración 9-10: Propiedades del acero de refuerzo A630-420H – M14 piso 1 84
Ilustración 9-11: Profundidad del eje neutro – M14 piso 1 85
Ilustración 9-12: Idealización del agrietamiento por fluencia 88
Ilustración 9-13: Idealización del momento último 89
Ilustración 9-14: Tabla FEMA 356 – para muros de corte 93
Ilustración 9-15: Tabla FEMA 356 – para muros de corte 94
Ilustración 9-16: Carga triangular - Paso 2 95
Ilustración 9-17: Carga triangular - Paso 3 95
Ilustración 9-18: Carga triangular - Paso 6 96
Ilustración 9-19: Carga triangular - Paso 14 96
Ilustración 9-20: Carga triangular - Paso 17 97
Ilustración 9-21: Carga uniforme - Paso 2 98
Ilustración 9-22: Carga uniforme - Paso 16 98
Ilustración 9-23: Memoria explicativa carta de inundacion 99
Ilustración 9-24: Coeficientes de resistencia para diversos cuerpos bidimensionales 100
Ilustración 9-25: Tabla de coeficientes de arrastre en función de la geometría 100

Índice de Tablas

Tabla 2-1: Parámetros empleados para análisis. 10
Tabla 2-2: Valores de corte basal elástico, corte mínimo y corte máximo en dirección X. 11
Tabla 2-3: Valores de corte basal elástico, corte mínimo y corte máximo en dirección Y. 12
Tabla 2-4: Resumen Corte basal de diseño. 12
Tabla 2-5: Tabla de valores de C_d^*. 13
Tabla 2-6: Tabla de desplazamientos relativos de entrepiso. 16
Tabla 2-7: Combinaciones de estados de carga. 18
Tabla 2-8: Verificación de cuantías en muros 19
Tabla 2-9: Verificación de cuantias en vigas 20
Tabla 3-1: Valores del factor de modificación de amortiguamiento, κ. 29
Tabla 3-2: Relación amortiguamiento Equivalente Efectivo y Ductilidad 29
Tabla 3-3: Relación amortiguamiento Equivalente Efectivo y Ductilidad 43
Tabla 4-1: Profundidad de la inundación en metros 46
Tabla 4-2: Fuerza hidrostática 50
Tabla 4-3: Fuerza de arrastre 50
Tabla 4-4: Fuerza de impacto del frente de olas 51
Tabla 4-5: Fuerza de impacto de objetos flotantes 52
Tabla 4-6: Fuerza de apilamiento de objetos flotantes 52
Tabla 4-7: Combinaciones de estados de carga solicitacion por tsunami para H=1.00 [m]. 53
Tabla 4-8: Combinaciones de estados de carga solicitacion por tsunami para H=2.00 [m]. 53
Tabla 4-9: Combinaciones de estados de carga solicitacion por tsunami para H=2.50 [m]. 53
Tabla 4-10: Cuadro resumen combinaciones de estados de carga - solicitacion por tsunami. 54
Tabla 5-1: Valores totales de corte nominal en cada dirección de análisis. 56
Tabla 5-2: Valores de demanda respecto a capacidad nominal. 56
Tabla 5-3: Esfuerzos axiales para muros (PP+SC) 58
Tabla 5-4: Momentos por solicitaciones de tsunami 64
Tabla 6-1: Caracteristicas elementos expuestos a solicitacion local 66
Tabla 9-1: Verificación de cuantías en muros 80
Tabla 9-2: Momento – Curvatura (M-ϕ) 85
Tabla 9-3: Verificación de cuantias en vigas 87
Tabla 9-4: Momentos de fluencia y ultimo 90
Tabla 9-5: Tabla condiciones de entradas para el fema 356 91
Tabla 9-6: Parámetros rotulas 92
Tabla 9-7: Tabla cortes nominales por muro según cap.21 ACI318 101

Capítulo 1. GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

Debido a los lamentables acontecimientos ocasionados por el último sismo de gran magnitud que afectó a la zona centro-sur de nuestro país en febrero de 2010 y posterior tsunami, se hace necesaria una regulación de las edificaciones emplazadas dentro de las áreas potenciales de riesgo de inundación en las costas, con la finalidad de reducir los daños y el riesgo de colapso en las estructuras ante un evento de esta magnitud. Si bien al ingreso de la masa de agua no se le ha logrado determinar con claridad el nivel de daño que ha ocasionado sobre las edificaciones, esto no significa que las construcciones estén preparadas para recibir las solicitaciones que ésta induce sobre ellas, por lo que es importante cuantificar el orden de magnitud de su demanda y compararlo con la capacidad resistente de las edificaciones. Como respuesta a esto, el Ministerio de Vivienda y Urbanismo, en primer lugar, y luego el Instituto Nacional de Normalización, elaboraron normas de diseño para estructuras en zonas de inundación (NCh3363 of.2015), las cuales entregan recomendaciones generales pero cuyo efecto sobre el diseño no ha sido analizado en detalle. Es por ello, y dada la gran cantidad de edificaciones que se emplazan en las zonas costeras de nuestro país, que se realizará un estudio para evaluar el comportamiento de una edificación existente frente a las solicitaciones ocasionadas por un tsunami; estimando su comportamiento frente a esta demanda y analizando su respuesta.

1.2 OBJETIVOS Y METODOLOGÍAS DE TRABAJO

Debido a que el principal criterio de estructuración para edificios de hormigón armado en Chile, corresponde a los sistemas estructurales basados en muros, los cuales otorgan a las edificaciones una alta capacidad resistente a acciones laterales, y a la vez genera una estructura rígida que permite controlar los desplazamientos relativos de entrepiso, es que el objetivo central de este trabajo consiste en evaluar el comportamiento de este tipo de estructuras proyectada de acuerdo a las disposiciones de diseño sísmico del país, frente a solicitaciones provocadas por una inundación por tsunami. Con esto se busca orientar y definir recomendaciones asociadas a la configuración y el diseño - tanto a nivel global como local - de las edificaciones emplazadas en zonas de riesgo.

Como primera etapa, se realizará un estudio de la estructura existente, con el objetivo de establecer si ésta cumple tanto con los requerimientos del capítulo 21 del código ACI 318 (Ref. [1]), así como los requisitos establecidos en la norma de diseño sísmico de edificaciones NCh433Of.1996 mod.2009 (Ref. [2]) y el DS.N°61 (Ref. [5]); como también relativos al detallamiento y construcción de elementos de hormigón armado sometidos a cargas sísmicas.

En una segunda etapa, se realizará el estudio para determinar la capacidad lateral del edificio. Esto se realizará por medio de un análisis estático no lineal (AENL) o “pushover analysis”. Este consiste básicamente en la aplicación de un patrón de carga incremental hasta lograr un mecanismo de falla o desplazamiento objetivo previamente determinado. Con ello, se logra obtener la curva de capacidad del edificio (graficada por medio de sus variables “deformación” vs “corte basal”) y muestra la incursión que tiene la estructura dentro del rango no lineal. Esta información puede ser contrastada con una determinada demanda, entregando el punto de desempeño de la edificación frente a ese tipo de solicitación. Este estudio contempla el cruce de la curva de capacidad con el espectro de la norma (demanda), con la finalidad de evaluar el comportamiento de nuestro edificio frente al sismo y estimar su condición estructural al momento de recibir las solicitaciones del tsunami.

Como tercera etapa y final, se determinarán y cuantificarán las solicitaciones asociadas a la demanda de tsunami de acuerdo a lo indicado en la NCh3363Of.2015 (Ref. [6]) y la carta de inundación publicada por el SHOA (Ref. [15]) e ilustrada en el anexo F. Estas dependerán del lugar de emplazamiento y configuración geométrica de nuestro edificio. Esta información se podrá cruzar con la capacidad del edificio y evaluar su comportamiento. De esta manera, se pretende verificar si la estructura existente está dotada con la capacidad suficiente para absorber y disipar la energía proporcionada por el tsunami.

Una vez determinada la conducta global del edificio, será importante verificar si el comportamiento local de sus elementos – debido a una falla progresiva– no induzca una falla general de la estructura. Por este motivo, será importante revisar detalladamente algunos puntos críticos y proponer algunas recomendaciones relacionadas con ellos.

Sintetizando, los principales objetivos de este estudio son los siguientes:

1. Estudio de la estructura existente: modelación, análisis y verificación del diseño sísmico de la edificación.
2. Obtención de la curva de capacidad lateral de la estructura por medio de un análisis no lineal de carga incremental o “pushover analysis”. Determinar punto de desempeño en función de la demanda sísmica descrita en la NCh433Of.1996 mod.2009 (Ref. [2]) para definir estado de la estructura post sismo.
3. Determinar solicitaciones de tsunami y compararlos con la capacidad lateral de la estructura.

Capítulo 2. EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE SEGÚN NCH433

2.1 EMPLAZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

La estructura en estudio, corresponde a un edificio existente emplazado en plan de la comuna de Viña del Mar, perteneciente a la quinta región de Chile. Está ubicado a pocas cuadras de la línea de costa, dentro del área considerada como zona de riesgo en caso de tsunami. Dista aproximadamente a 950 [m] de las áreas consideradas como “zonas seguras” (puntos altos de la ciudad) y pertenece a una de las vías de evacuación de la ciudad.

A nivel local, posee todas sus áreas perimetrales pavimentadas, con pocas áreas verdes, lo que ayuda a disminuir el riesgo de erosión y socavación del terreno que lo rodea.

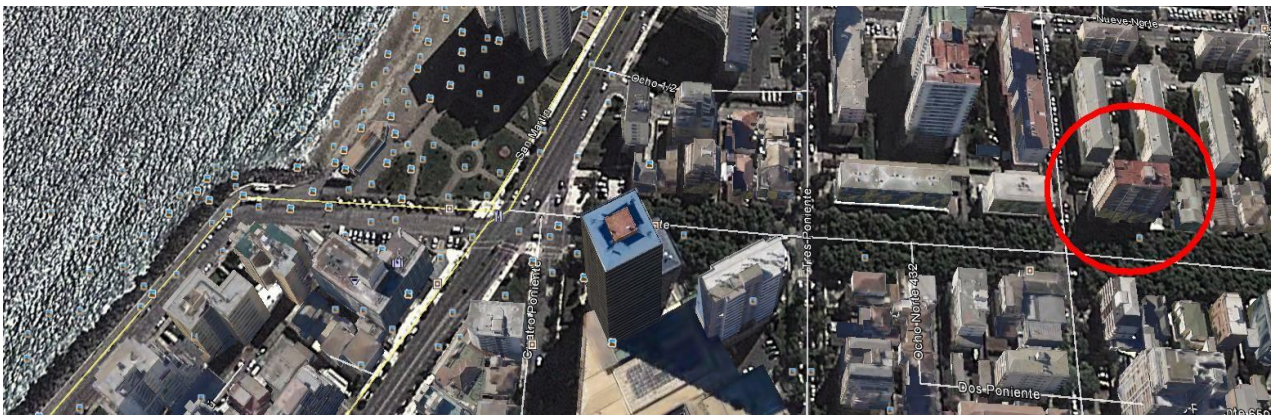


ILUSTRACIÓN 2-1: VISTA GENERAL DE EMPLAZAMIENTO DEL EDIFICIO EN ESTUDIO

Las coordenadas geográficas específicas del edificio son las siguientes:

- Latitud: -33°00’53”
- Longitud: -71°33’08”
- Altura estimada primer nivel sobre el nivel medio del mar: 4 [m].
- Distancia aproximada a la línea de costa: 450 [m].

2.2 PROPIEDADES DE LA EDIFICACIÓN

Es un inmueble destinado al uso habitacional, cuenta con once niveles, estructurado con muros de hormigón armado en ambas direcciones cuyo espesor predominante es de e=20 [cm], cuenta con una altura de entrepiso de 2.54 [m], espesores de losa de e=15 [cm] y vigas de ancho b=20[cm] con alturas variables (V.20/35 – V.20/36 – VSI.20/103). Posee una planta regular con dimensiones aproximadas de 27.5 [m] x 12.5 [m], cubriendo superficies del orden de los 344 [m^2].

Debido a que la estructura presenta pequeñas modificaciones en su configuración en planta para los tres primeros niveles, a efectos de este estudio se realizó una simplificación dejando una tipología como planta tipo, manteniendo los muros y columnas principales que poseen continuidad en la vertical, proyectando y homogeneizando desde el primer nivel hacia los pisos superiores.

A continuación se muestra la planta tipo simplificada que se utiliza para el análisis, donde se visualiza la distribución de muros que posee la estructura.

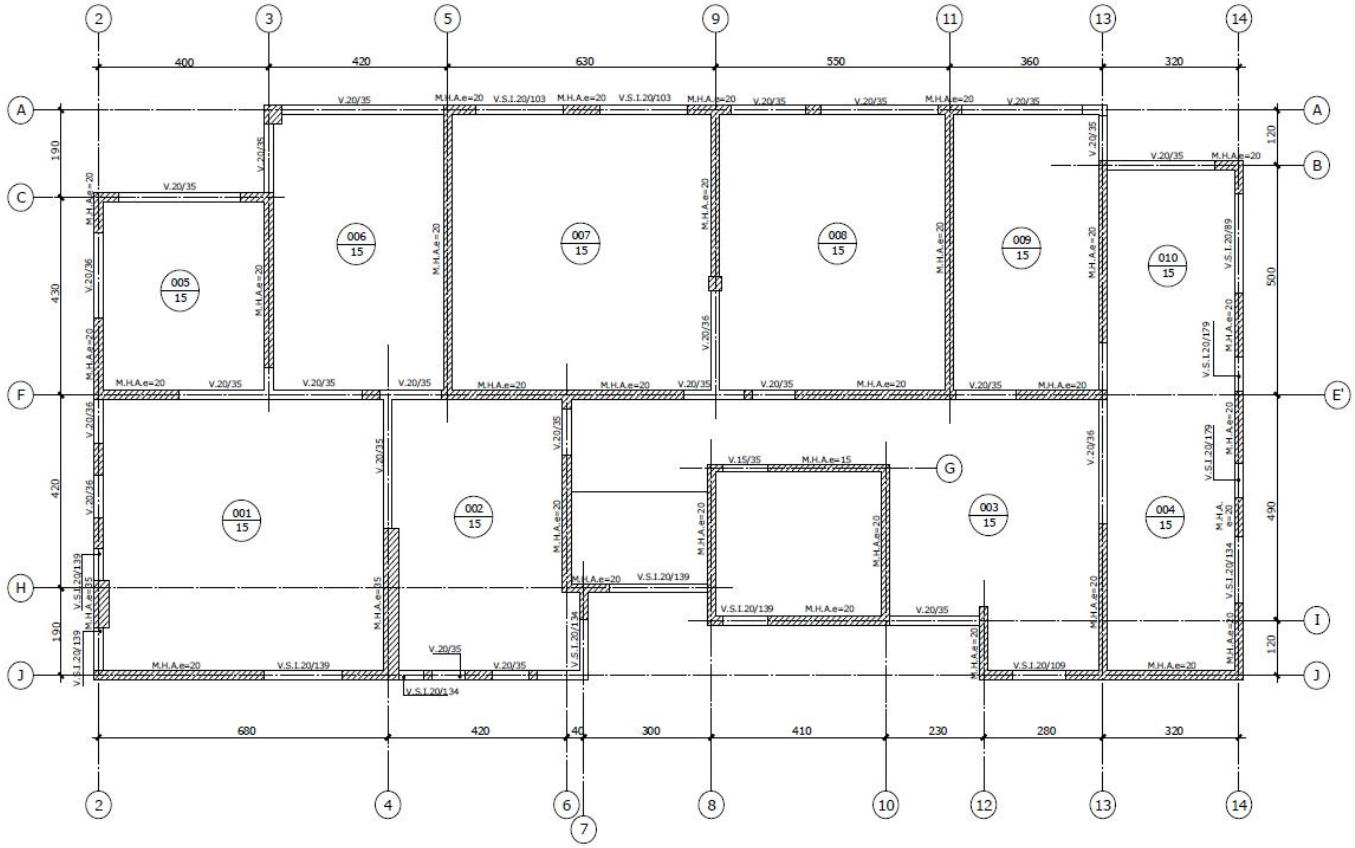


ILUSTRACIÓN 2-2: PLANTA TIPO SIMPLIFICADA DE EDIFICIO ANALIZADO

2.3 ANÁLISIS LINEAL ESPECTRAL

2.3.1 MODELACIÓN

La modelación de la estructura se realizó con el programa computacional ETABS (CSI, 1995. Ref. [7]), considerando un análisis modal espectral propuesto por la NCh 433Of.1996. Para el análisis, la totalidad de los elementos estructurales son de hormigón armado, con los siguientes criterios particulares: muros y losas, se incorporan mediante elementos tipo *shell,* mientras que vigas y columnas, se consideran como elementos tipo *frame*; a nivel de piso se asignan diafragmas rígidos sobre todos los nodos, asumiendo que las losas tendrán un comportamiento infinitamente rígido en su plano, lo que permite compatibilizar desplazamientos horizontales de los elementos sismorresistentes verticales.

Dentro de otros criterios y supuestos generales empleados en la modelación, se destacan los siguientes:

- Muros, losas, vigas y columnas se modelan con sus propiedades no agrietadas.
- No se considera la colaboración de las losas de piso en la inercia de las vigas.
- Dado que el sistema de fundaciones corresponde a zapatas corridas de hormigón armado, con una cota de sello bastante profunda se considera una condición de empotramiento perfecto a nivel basal.
- El edificio está fundado sobre un suelo tipo D, según clasificación D.S. 60 (Ref [4]).

A continuación, se muestran figuras de la modelación.

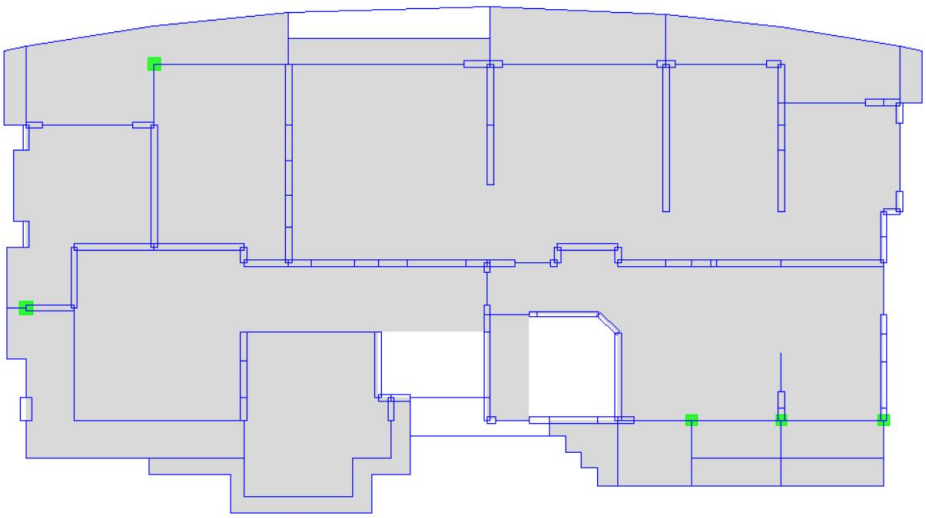


ILUSTRACIÓN 2-3: PLANTA PRIMER NIVEL DEL MODELO DEL EDIFICIO

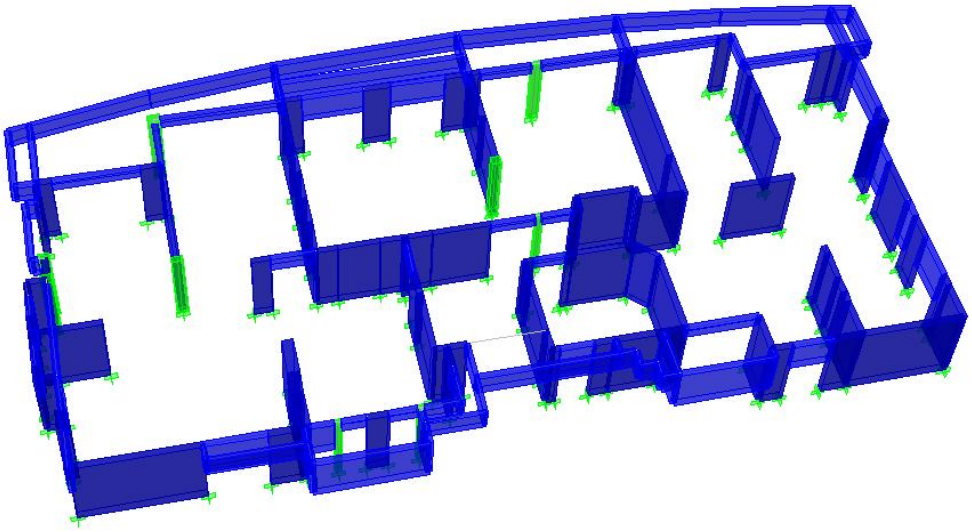


ILUSTRACIÓN 2-4: VISTA ISOMÉTRICA PRIMER NIVEL DEL MODELO DEL EDIFICIO

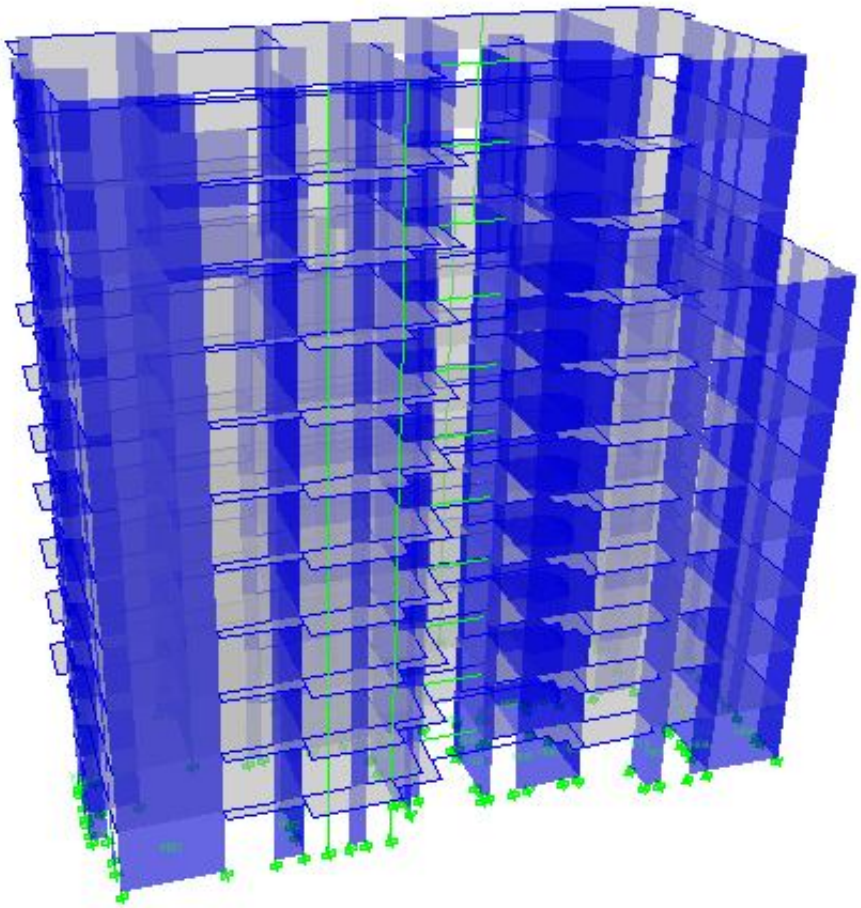


ILUSTRACIÓN 2-5: VISTA ISOMÉTRICA GLOBAL DEL MODELO DEL EDIFICIO

2.3.2 ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA SEGÚN NCH433.OF96 MOD.2009 Y D.S. 61

2.3.2.1 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LOS MATERIALES

Las especificaciones técnicas de los materiales empleados para el análisis de la estructura son las siguientes:

- Hormigón:

Grado (según NCh 170)	:	H30
Resistencia cilíndrica	:	f'_c = 250 [kg/cm^2] ; f'_c = 25 [MPa]
Resistencia de probeta cúbica a los 28 días	:	R_{c28} = 300 [kg/cm^2]
Peso específico	:	γ = 2500 [kg$_f$/m^3]
Módulo de elasticidad	:	$E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ [MPa]
	:	E_c = 23500 [MPa]

Para el cálculo del valor del módulo de elasticidad de un hormigón de densidad normal se consideró lo indicado en el Art. 8.5.1 del código ACI 318-08 (Ref. [1]).3

- Acero de refuerzo:

Tipo	:	A630-420H
Resistencia a la fluencia	:	f_y = 4200 [kg/cm^2]
Resistencia última	:	f_u = 6300 [kg/cm^2]
Módulo de elasticidad	:	E_s = 2100000 [Kg/cm^2]

2.3.2.2 ANÁLISIS SÍSMICO

El análisis sísmico de los edificios que se especifica en la NCh433Of.1996 mod.2009 (ref.[2]) complementado con el D.S. 61 (ref.[5]), considera un espectro de diseño elástico que se obtiene en función de la zona de emplazamiento de la estructura y el tipo de suelo sobre el cual se fundará. Es por eso, y dado que la estructura está ubicada en la ciudad de Viña del Mar, se considera un suelo tipo D y una zona sísmica 3.

El espectro de diseño que determina la resistencia sísmica de la estructura está definido por:

$$S_a = \frac{SA_o\alpha}{(R^*/I)} \qquad \text{(EC. 2.1)}$$

Donde:

- ✓ I : Coeficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla del edificio. Se consideró igual a 1.0, que corresponde a edificios clasificados como Categoría II, es decir, uso destinado a la habitación privada.
- ✓ S : Parámetro que depende del tipo de suelo.
- ✓ A_0 : Aceleración efectiva máxima del suelo, que para zona de alto riesgo sísmico como la Zona 3 - según zonificación de la NCh433.of96 mod.2009, se considera como 0.4g.
- ✓ α : Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima [ver EC.2.2]
- ✓ R^* : Factor de la reducción de la aceleración espectral [ver EC.2.3]

El factor de amplificación, que se determina para cada modo de vibrar n, según la siguiente expresión:

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \cdot \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^3} \qquad \text{(EC. 2.2)}$$

En que:

- ✓ T_n : período de vibración del modo n.
- ✓ T_o, p : Parámetros que dependen del tipo de suelo (Para el suelo tipo D se considera 0.75 y 1.0, respectivamente)

El Factor de la reducción de la aceleración espectral calculado para el período del modo de mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis, que se determina con la ecuación:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.10 \cdot T_o + \frac{T^*}{R_o}} \qquad \text{(EC. 2.3)}$$

En que:

- ✓ T* : Período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.
- ✓ R_o : Factor de modificación de la respuesta estructural. Refleja las características de absorción y disipación de energía de la estructura resistente así como la experiencia sobre el comportamiento sísmico de los diferentes tipos de estructuras y materiales empleados. Para el caso de muros de hormigón armado R_o=11.

Si bien los factores se obtienen directamente de las ecuaciones, el valor de R^* se debe ajustar para dar cumplimiento a lo dispuesto en el punto 6.3.7 de la NCh433.of96mod.2009, donde se señala que los valores del corte basal en las direcciones de la acción sísmica deben estar dentro de los valores corte máximo ($Q_{máx}$) y mínimo ($Q_{mín}$) que ahí se indican.

$$\frac{Q_{elástico}}{Q_{máx}} \leq R^* \leq \frac{Q_{elástico}}{Q_{mín}} \qquad \text{(EC. 2.4)}$$

TABLA 2-1: PARÁMETROS EMPLEADOS PARA ANÁLISIS.

ZONA SÍSMICA	3
TIPO DE SUELO	D
CATEGORÍA EDIFICIO	II
Ro	11
R	7

El límite máximo especificado en 6.3.7.1 de la norma NCh 433.Of96 asociado al valor del corte basal viene dado por:

$$Q_{max} = I \cdot C_{max} \cdot P \qquad \text{(EC. 2.5)}$$

En que:

- ✓ P : Peso sísmico de la estructura.
- ✓ I : Factor de importancia de la edificación
- ✓ C_{max} : Valor máximo del coeficiente sísmico

El valor máximo del coeficiente sísmico definido por la siguiente relación (norma NCh 433.Of96, Tabla 6.4, R=7):

$$C_{max} = 0.35 \cdot S \cdot A_o / g \qquad \text{(EC. 2.6)}$$

Para suelo tipo D, s=1.2 (NCh 433.Of96, Tabla 6.3 - actualizada según D.S.61 pto.12.3).

Paralelamente, el valor mínimo del corte basal viene dado por:

$$Q_{mín} = ISA_0P/(6g) \qquad \text{(EC. 2.7)}$$

En las tablas que se muestra a continuación, se presenta los principales valores obtenidos del análisis sísmico de la estructura:

TABLA 2-2: VALORES DE CORTE BASAL ELÁSTICO, CORTE MÍNIMO Y CORTE MÁXIMO EN DIRECCIÓN X.

			S I S M O "X"										
			Caso: R* = 1		Caso R*= 4.51			Caso: %P = 8.0			Caso: %P = 16.8		
Nivel	Masa [kg]	Peso [Ton]	$Q_{elást.}$ [Ton]	%Peso	Qe/R*	% Peso	1/R*	$Q_{mín}$ [Ton]	% Peso	-	$Q_{máx}$ [Ton]	% Peso	1/R**
Basal	366.8	3598	2799.7	77.81	620.64	17.25	0.222	287.9	8.0	-	604.5	16.80	0.216

TABLA 2-3: VALORES DE CORTE BASAL ELÁSTICO, CORTE MÍNIMO Y CORTE MÁXIMO EN DIRECCIÓN Y.

			S I S M O "Y"										
			Caso: R* = 1		Caso R*= 4.08			Caso: %P= 8.0			Caso: %P = 16.8		
Nivel	Masa [kg]	Peso [Ton]	$Q_{elást.}$ [Ton]	%Peso	Qe/R*	% Peso	1/R*	$Q_{mín}$ [Ton]	% Peso	-	$Q_{máx}$ [Ton]	% Peso	1/R**
Basal	366.6	3598	2651.6	73.69	650.29	18.07	0.245	287.9	8.0	-	604.5	16.80	0.228

La estructura, en ambas direcciones de análisis, superó el corte máximo especificado en la norma chilena, por lo que se debió ajustar el valor del factor de reducción del espectro R* para cumplir con esta indicación.

En la siguiente tabla se entrega para cada dirección de análisis, el corte basal elástico (sin factor de reducción), el corte basal reducido, el factor de reducción por corte máximo, y el corte basal de diseño (Q_{max}= $Q_{diseño}$).

TABLA 2-4: RESUMEN CORTE BASAL DE DISEÑO.

Modo	T [s]	Dir	$Q_{elástico}$ [Ton]	R*	$Q_{diseño}$ [Ton]
1	0.39	X	2799.7	4.51	604.52
2	0.32	Y	2651.6	4.08	604.52

En la ilustración 2-6 se muestra el espectro elástico de la norma junto a los espectros reducidos cara cada dirección de análisis.

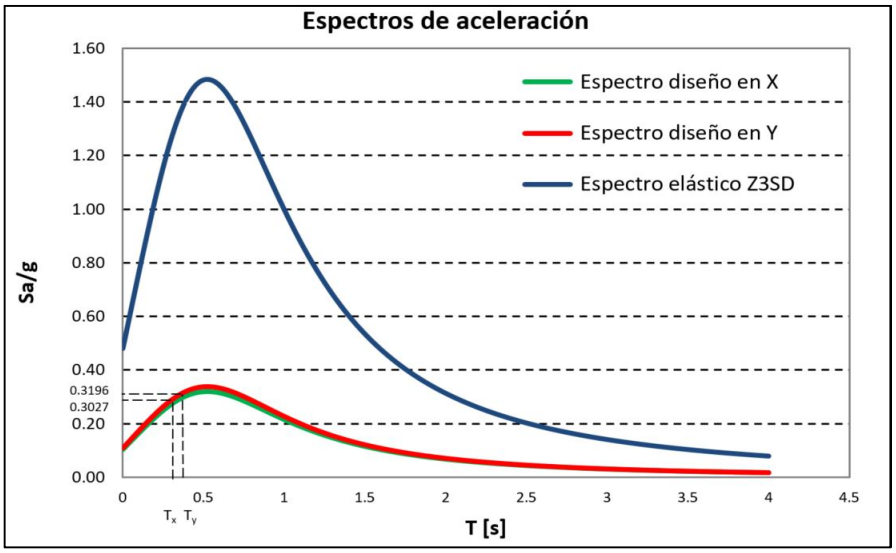


ILUSTRACIÓN 2-6: ESPECTROS ELÁSTICO Y DE DISEÑO PARA AMBAS DIRECCIONES DE ANÁLISIS.

2.3.2.3 DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Según recomienda el D.S. 61 (ref. [5]), "para efectos de diseño de estructuras de hormigón armado, el desplazamiento lateral de diseño en el techo, δ_u, se debe considerar igual a la ordenada del espectro elástico de desplazamientos S_{de}, para un 5% de amortiguamiento respecto al crítico, correspondiente al período de mayor masa traslacional en la dirección de análisis, multiplicada por un factor igual a 1.3".

$$\delta_u = 1.3 S_{de}(Tag) \qquad \text{(EC. 2.8)}$$

Donde:

Tag : es el período de mayor masa traslacional en la dirección del análisis amplificado por 1,5 veces ya que este ha sido calculado considerando las secciones brutas de los elementos.

S_{de} : espectro elástico de desplazamientos [cm]; el cual se obtiene según lo descrito en el art. 13 del *D.S.61*, el cual viene dado por la siguiente relación:

$$S_{de}(T_n) = \frac{T_n^2}{4\,\pi^2}\ \alpha\ A_o C_d^* \qquad \text{(EC. 2.9)}$$

En esta ecuación A_0 está expresada en cm/seg^2 y los valores de C_d^* son los indicados en la tabla del punto 13.1 del D.S. N°61 e indicada anteriormente.

TABLA 2-5: TABLA DE VALORES DE C_D^*.

Tipo de Suelo	C_d^*	Rango Períodos
A	1.0	$T_n \leq 0.23$ seg
	$-0.055T_n^2 + 0.36T_n + 0.92$	0.23 seg $< T_n \leq 2.52$ seg
	$0.08T_n^2 - 0.9T_n + 3.24$	2.52 seg $< T_n \leq 5.00$ seg
B	1.0	$T_n \leq 0.47$ seg
	$0.95T_n + 0.55$	0.47 seg $< T_n \leq 2.02$ seg
	$0.065T_n^2 - 0.75T_n + 3.72$	2.02 seg $< T_n \leq 5.00$ seg
C	1.0	$T_n \leq 0.65$ seg
	$0.57T_n + 0.63$	0.65 seg $< T_n \leq 2.02$ seg
	$0.055T_n^2 - 0.63T_n + 2.83$	2.02 seg $< T_n \leq 5.00$ seg
D	1.0	$T_n \leq 0.90$ seg
	$1.1T_n$	0.90 seg $< T_n \leq 1.75$ seg
	1.93	1.75 seg $< T_n \leq 5.00$ seg

Por lo tanto, el valor para el desplazamiento de diseño en el techo δ_{ui} en cada dirección de análisis corresponde a:

Suelo D
T_{nx} = 0.390 (Una vez obtenido el período correspondiente)
T_{agx} = 0.580 (1,5 veces el periodo de la estructura)

Suelo	Cd	Rango periodos					Cd		Período Tn [s]	Sde (Tn) [cm]
	1.0000		Tn ≤	0.23	0		-	0.00	0.000	0.000
A	0.9200	0.23	< Tn ≤	2.52	0		-	0.58	0.000	0.000
	3.2400	2.52	< Tn ≤	5.00	0		-	0.00	0.000	0.000
	1.0000		Tn ≤	0.47	0		-	0.00	0.000	0.000
B	0.5500	0.47	< Tn ≤	2.02	0		-	0.58	0.000	0.000
	3.7200	2.02	< Tn ≤	5.00	0		-	0.00	0.000	0.000
	1.0000		Tn ≤	0.65	0		-	0.58	0.000	0.000
C	0.6300	0.65	< Tn ≤	2.02	0		-	0.00	0.000	0.000
	2.8300	2.02	< Tn ≤	5.00	0		-	0.00	0.000	0.000
	1.0000		Tn ≤	0.9	1		1.00	0.58	0.580	10.248
D	0.0000	0.9	< Tn ≤	1.75	1		-	0.00	0.000	0.000
	1.9300	1.75	< Tn ≤	5.00	1		-	0.00	0.000	0.000
										10.248

$$\delta u = 1.3\ S_{de}\ (Tag)$$

δux = 13.32 [cm]

Este valor corresponde al 0.47% de la altura del edificio.

Suelo D
T_{ny} = 0.320 (Una vez obtenido el período correspondiente)
T_{agy} = 0.481 (1,5 veces el periodo de la estructura)

Suelo	Cd	Rango periodos					Cd		Período Tn [s]	Sde (Tn) [cm]
	1.0000		Tn ≤	0.23	0		-	0.00	0.000	0.000
A	0.9200	0.23	< Tn ≤	2.52	0		-	0.48	0.000	0.000
	3.2400	2.52	< Tn ≤	5.00	0		-	0.00	0.000	0.000
	1.0000		Tn ≤	0.47	0		-	0.00	0.000	0.000
B	0.5500	0.47	< Tn ≤	2.02	0		-	0.48	0.000	0.000
	3.7200	2.02	< Tn ≤	5.00	0		-	0.00	0.000	0.000
	1.0000		Tn ≤	0.65	0		-	0.48	0.000	0.000
C	0.6300	0.65	< Tn ≤	2.02	0		-	0.00	0.000	0.000
	2.8300	2.02	< Tn ≤	5.00	0		-	0.00	0.000	0.000
	1.0000		Tn ≤	0.9	1		1.00	0.48	0.481	7.062
D	0.0000	0.9	< Tn ≤	1.75	1		-	0.00	0.000	0.000
	1.9300	1.75	< Tn ≤	5.00	1		-	0.00	0.000	0.000
										7.062

δuy = 9.18 [cm]

Este valor corresponde al 0.33% de la altura del edificio.

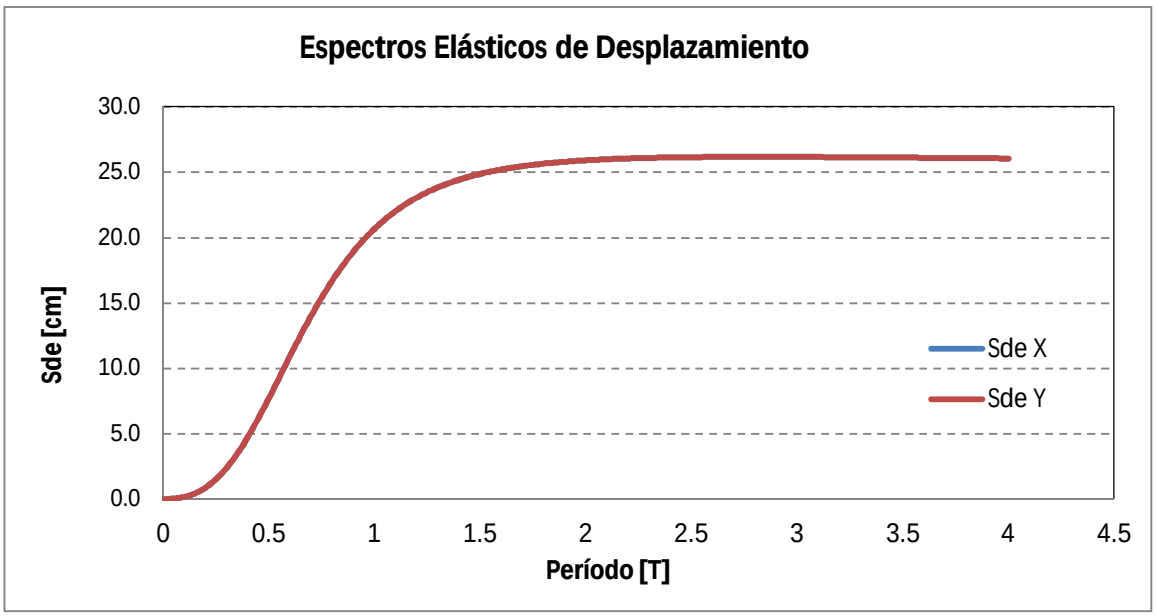


ILUSTRACIÓN 2-7: ESPECTROS ELÁSTICOS DE DESPLAZAMIENTOS.

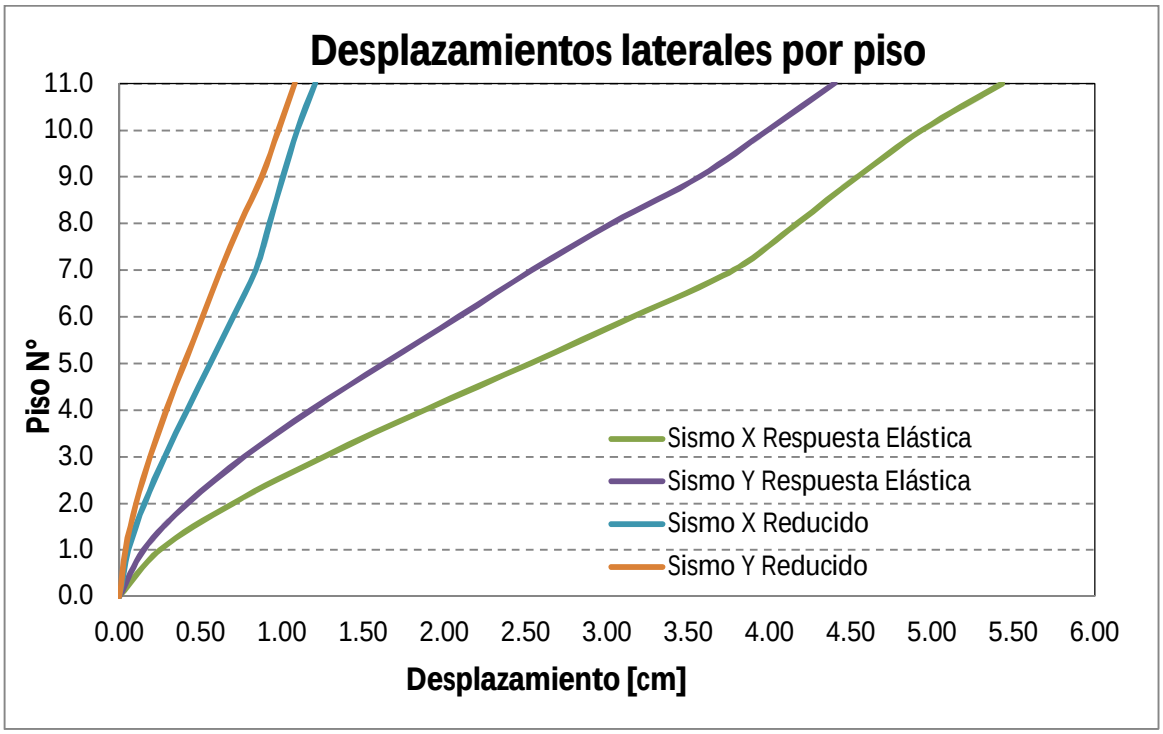


ILUSTRACIÓN 2-8: DESPLAZAMIENTOS LATERALES POR PISO (SEGÚN NCH433.OF.96).

Desplazamientos máximos en el techo debido al espectro elástico reducido:

$d_{max\,x}$ = 1.20 [cm] $d_{max\,y}$ = 1.08 [cm]

De igual manera, se verifica que cumpla con los *drift* máximos de entrepiso, los cuales no deben ser mayores a la altura de cada nivel multiplicada por 0,002; tal como lo señala la NCh433.Of96, en su punto 5.9.

TABLA 2-6: TABLA DE DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO.

Piso	Cota	Altura entrepiso	Dir.	Despl. Lateral X	Despl. Lateral Y	Drift (º/oo) X	Drift (º/oo) Y	Status X	status Y
P11	27.94	2.54	X	0.05	0.03	0.43	0.38	**ok**	**ok**
			Y	0.03	0.04	0.17	0.40	**ok**	**ok**
P10	25.4	2.54	X	0.05	0.03	0.35	0.35	**ok**	**ok**
			Y	0.02	0.04	0.16	0.41	**ok**	**ok**
P9	22.86	2.54	X	0.05	0.03	0.32	0.54	**ok**	**ok**
			Y	0.02	0.04	0.17	0.52	**ok**	**ok**
P8	20.32	2.54	X	0.04	0.02	0.34	0.41	**ok**	**ok**
			Y	0.02	0.03	0.19	0.47	**ok**	**ok**
P7	17.78	2.54	X	0.04	0.02	0.54	0.28	**ok**	**ok**
			Y	0.02	0.03	0.26	0.43	**ok**	**ok**
P6	15.24	2.54	X	0.03	0.01	0.55	0.30	**ok**	**ok**
			Y	0.02	0.02	0.27	0.44	**ok**	**ok**
P5	12.7	2.54	X	0.03	0.01	0.57	0.28	**ok**	**ok**
			Y	0.01	0.02	0.28	0.43	**ok**	**ok**
P4	10.16	2.54	X	0.02	0.01	0.54	0.26	**ok**	**ok**
			Y	0.01	0.01	0.27	0.40	**ok**	**ok**
P3	7.62	2.54	X	0.01	0.01	0.49	0.23	**ok**	**ok**
			Y	0.01	0.01	0.24	0.34	**ok**	**ok**
P2	5.08	2.54	X	0.01	0.00	0.39	0.16	**ok**	**ok**
			Y	0.00	0.00	0.20	0.26	**ok**	**ok**
P1	2.54	2.54	X	0.00	0.00	0.22	0.10	**ok**	**ok**
			Y	0.00	0.00	0.11	0.14	**ok**	**ok**

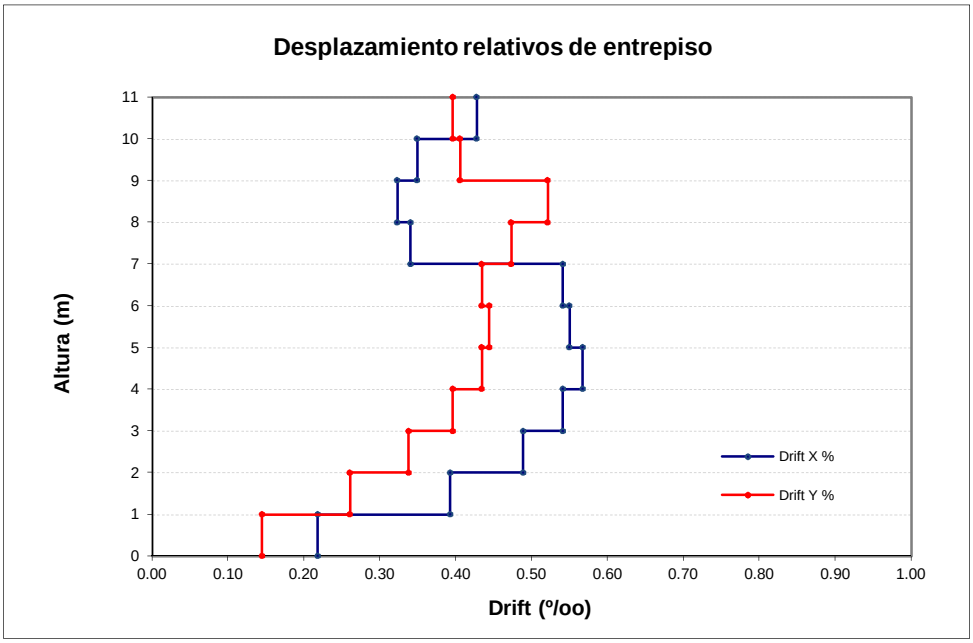


ILUSTRACIÓN 2-9: DESPLAZAMIENTOS LATERALES POR PISO (SEGÚN NCH433.OF.96).

2.3.2.4 ESFUERZOS DE CORTE EN LA ALTURA

En la figura que se muestra a continuación, se grafica el corte condensado por nivel en cada dirección de análisis. El corte basal en la estructura es de 604.5 [Ton], controlado por el corte máximo indicado en la norma V_{max} = 16.8%, según se indicó previamente.

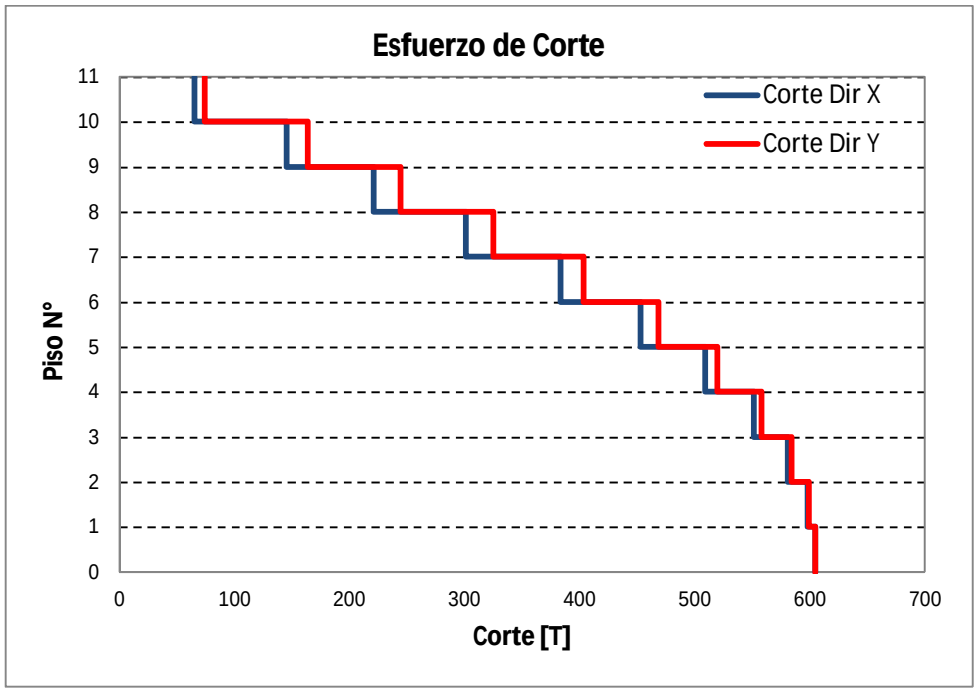


ILUSTRACIÓN 2-10: CORTE EN LA ALTURA, PARA LAS DOS DIRECCIONES DE ANÁLISIS (SEGÚN NCH433.OF.96).

2.3.3 VERIFICACIÓN Y DETALLAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

La verificación del diseño de la estructura, se realiza de acuerdo a lo indicado en la norma chilena NCh433.of96 mod.2009, lo estipulado en el D.S. 61 y las sobrecargas de uso indicadas en la NCh1537.Of.2009 (ref.[3]), sumado a las recomendaciones incluidas en el código de diseño ACI 318-08. La finalidad de esta verificación, se basa en tener claridad que los elementos cumplan al menos con las cuantías mínimas recomendadas y confirmar sus adecuados detallamientos.

Las combinaciones de carga empleadas para la obtención de los esfuerzos últimos son las estipuladas en el punto 9.1 de la NCh3171.of.2010 (Ref. [13]), según recomendación de la NCh433.of.96 en su punto 5.2, a considerar:

TABLA 2-7: COMBINACIONES DE ESTADOS DE CARGA.

Combinación	PP	SC	Ex	Ey
1	1.20	1.60		
2	1.20	1.00	1.40	
3	1.20	1.00	-1.40	
4	0.90		1.40	
5	0.90		-1.40	
6	1.20	1.00		1.40
7	1.20	1.00		-1.40
8	0.90			1.40
9	0.90			-1.40

Donde:

PP: Peso Propio. SC: Sobrecarga.

Ex: Sismo en dirección x. Ey: Sismo en dirección y.

La modelación y análisis global de la estructura, para la obtención de esos esfuerzos, se realizó con el programa computacional ETABS. Adicionalmente, se empleó el programa SAP2000 para la obtención de los diagramas de momento curvatura M-ϕ de las secciones transversales de los muros, en la dirección de análisis, para verificar las curvaturas y profundidades del eje neutro de cada elemento. Mayor información respecto a criterios de diseño de los elementos se encuentra en el anexo A.

A continuación se muestra una tabla resumen de armaduras de muros que fue verificada según lo descrito en la normativa vigente:

TABLA 2-8: VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS EN MUROS

	Longitud de muros		e	Cuantías mínimas		Acero Long.			Cuantías	Acero Transv.	Cuantías
Muro	Lwx	Lwy									
N°	[cm]	[cm]	[cm]	$\rho_{min\,X}$ [cm^2]	$\rho_{min\,Y}$ [cm^2]	Distribuida	Borde 01	Borde 02	ρ_l [‰]		ρ_t [‰]
1	397.5	0	20	19.88	0.00	M ϕ 10@20	2 ϕ 25	2 ϕ 25	0.025	M ϕ 10@20	0.0393
2	117.5	330	25	7.34	20.63	M ϕ 8@20	10 ϕ 16	10 ϕ 16	0.036	M ϕ 8@20	0.025
3	65	0	20	3.25	0.00	M ϕ 8@20	2 ϕ 16	2 ϕ 16	0.062	M ϕ 8@20	0.0251
4	110	357.5	20	5.50	17.88	M ϕ 8@20	4 ϕ 16	4 ϕ 16	0.025	M ϕ 8@20	0.0251
5	0	347.5	20	0.00	17.38	M ϕ 8@20	4 ϕ 18	8 ϕ 25	0.071	M ϕ 8@20	0.0251
6	287.5	347.5	20	14.38	17.38	M ϕ 8@20	4 ϕ 22	4 ϕ 25	0.027	M ϕ 8@20	0.0251
7	77.5	160	20	3.88	8.00	M ϕ 10@20	2 ϕ 16	6 ϕ 22	0.056	M ϕ 10@20	0.0393
8	100	100	20	5.00	5.00	M ϕ 8@16	10 ϕ 25	7 ϕ 25	0.209	M ϕ 8@16	0.0314
9	0	57.5	20	0.00	2.88	M ϕ 8@20	2 ϕ 16	4 ϕ 16	0.104	M ϕ 8@20	0.0251
10	257.5	105	20	12.88	5.25	M ϕ 10@20	4 ϕ 16	7 ϕ 25	0.058	M ϕ 10@20	0.0393
11	0	165	20	0.00	8.25	M ϕ 8@20	2 ϕ 25	2 ϕ 25	0.06	M ϕ 8@20	0.0251
12	57.5	87.5	20	2.88	4.38	M ϕ 8@20	4 ϕ 16	4 ϕ 16	0.056	M ϕ 8@20	0.0251
13	77.5	400	20	3.88	20.00	M ϕ 8@20	4 ϕ 25	4 ϕ 25	0.041	M ϕ 8@20	0.0251
14	640	565	20	32.00	28.25	M ϕ 10@14	10 ϕ 25	14 ϕ 25	0.049	M ϕ 12@20	0.0565
15	105	402.5	20	5.25	20.13	M ϕ 8@20	4 ϕ 22	4 ϕ 16	0.025	M ϕ 8@20	0.0251
16	373	640	20	18.65	32.00	M ϕ 10@14	10 ϕ 18	14 ϕ 25	0.047	M ϕ 12@14	0.0808
17	202.5	0	20	10.13	0.00	M ϕ 8@14	5 ϕ 25	5 ϕ 25	0.121	M ϕ 8@14	0.0359
18	0	85	20	0.00	4.25	M ϕ 8@16	2 ϕ 16	3 ϕ 25	0.11	M ϕ 8@16	0.0314
19	0	155	20	0.00	7.75	M ϕ 8@16	2 ϕ 25	2 ϕ 16	0.045	M ϕ 8@16	0.0314
20	0	140	20	0.00	7.00	M ϕ 8@20	3 ϕ 25	4 ϕ 16	0.081	M ϕ 8@20	0.0251
21	0	395	20	0.00	19.75	M ϕ 8@20	3 ϕ 22	3 ϕ 22	0.029	M ϕ 8@20	0.0251
22	117.5	72.5	20	5.88	3.63	M ϕ 8@20	4 ϕ 25	4 ϕ 25	0.103	M ϕ 8@20	0.0251
23	85	0	20	4.25	0.00	M ϕ 8@20	2 ϕ 16	2 ϕ 16	0.047	M ϕ 8@20	0.0251
24	57.5	0	20	2.88	0.00	M ϕ 8@20	2 ϕ 16	2 ϕ 16	0.07	M ϕ 8@20	0.0251

Se puede visualizar que la totalidad de los muros cumplen con el requisito de cuantías mínimas según lo recomendado por el ACI318-08.

El valor de la cuantía mínima corresponde:

$$\rho_{mín} = 0.0025 \qquad \text{(EC. 2.10)}$$

Al igual que con los muros, se presenta un cuadro resumen con las armaduras características de las vigas que componen el edificio. Todas ellas detalladas de acuerdo a lo indicado en el código de diseño ACI.

TABLA 2-9: VERIFICACIÓN DE CUANTIAS EN VIGAS

			Acero Longitudinal		Cuantías	Acero Transversal
Viga Tipo N°	Eje	Sección	Superior	Inferior	ρ_l [‰]	
1	A	V30/70	2 ϕ 12 + 2 ϕ 22	2 ϕ 18 + 1 ϕ 16	0.0081	Eϕ8@20
2	B	V40/70	3 ϕ 12	2 ϕ 25 + 2 ϕ 18	0.0065	Eϕ8@20
3	C	V20/50	2 ϕ 18 + 1 ϕ 18	2 ϕ 16	0.0117	Eϕ8@20
4	E'	V20/100	3 ϕ 12	2 ϕ 25 + 2 ϕ 25	0.0012	Eϕ8@20
5	I	V40/50	2 ϕ 18	2 ϕ 18	0.0051	Eϕ8@20
6	2	V30/70	2 ϕ 12	3 ϕ 22 + 1 ϕ 16	0.0075	Eϕ8@20
7	3	V20/70	2 ϕ 12	2 ϕ 18 + 1 ϕ 16	0.0067	Eϕ8@20
8	05-09-2011	V40/70	3 ϕ 12	4 ϕ 25 + 4 ϕ 25	0.0152	Eϕ8@20
9	12	V20/50	2 ϕ 18	2 ϕ 18	0.0102	Eϕ8@20
10	nov-13	V20/40	2 ϕ 12	2 ϕ 12	0.0057	Eϕ8@20
11	15	V50/70	3 ϕ 12	5 ϕ 25 + 5 ϕ 25	0.0150	Eϕ8@10

Capítulo 3. ANÁLISIS NO LINEAL

Cuando un edificio se somete a demandas sísmicas de gran amplitud, experimenta desplazamientos laterales y distorsiones en sus elementos que pueden sobrepasar su capacidad elástica, con deformaciones importantes y eventuales daños de consideración. Por este motivo, para una mejor representación de este fenómeno, es apropiado el uso de procesos de análisis no lineal; que incorporan la capacidad estructural de incursionar fuera de sus límites elásticos de resistencia y deformación.

Estos procesos de análisis se pueden clasificar en dos grandes grupos: los análisis dinámicos no-lineales y los análisis estáticos no-lineales, siendo estos últimos los que primero aparecen como alternativa para llevar a cabo estos estudios. Ambos requieren de un amplio conocimiento de las características de los materiales, sobre todo aquellas que dicen relación con propiedades asociadas al comportamiento frente a cargas de tipo dinámicas (cargas que poseen cambios repentinos de intensidad y posición, provocando que la estructura desarrolle fuerzas inerciales y su deformación máxima no coincide necesariamente con la intensidad máxima de la fuerza aplicada).

En este estudio se realizó el análisis estático no lineal (AENL) o también llamado análisis de “pushover”. Este consiste básicamente en la aplicación de un patrón de carga lateral monotónicamente creciente en uno o varios puntos de la estructura hasta que ésta alcanza un desplazamiento objetivo, un mecanismo de falla local o un mecanismo de falla global. De acuerdo a la experiencia desarrollada en estudios (Chiuminatto, 2000; Contreras, 2004; Helguero 2005) que incorporan este tipo de análisis incremental, la distribución triangular como patrón de carga, entrega la máxima capacidad de deformación del techo que el sistema podría desarrollar hasta alcanzar su estado último y en la mayoría de los casos, es la que mejor se asemeja a la excitación sísmica que actuará sobre la estructura.

Mediante este análisis es posible establecer una referencia de la capacidad lateral de la estructura representada a través de una curva Corte Basal - Desplazamiento del Techo, permitiendo evaluar a través de este proceso simplificado el comportamiento estructural ante solicitaciones sísmicas sin tener que recurrir a un análisis dinámico historia-tiempo no lineal.

3.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

Diversos procedimientos han sido formulados dentro de la categoría de métodos estáticos no lineales, tales como el Espectro de Capacidad, Método del Coeficiente, Método N-2, Estructura Sustituta, Método Directo de Diseño, entre otros. La diferencia entre estos procesos de análisis radica en la manera de obtener la demanda sísmica.

Todos ellos representan la capacidad del sistema estructural de múltiples grados de libertad a través de una curva fuerza - deformación obtenida de un análisis incremental de carga. La demanda sísmica es definida por medio de espectros de respuesta para sistemas de un grado de libertad. Esto último obliga a establecer una relación entre las curvas de demanda y la de capacidad del sistema resistente de múltiples grados de libertad. Dicha relación se obtiene al precisar un sistema de un grado de libertad que sea equivalente al original.

Habitualmente, la demanda sísmica es representada por espectros de repuesta que asocian la aceleración y desplazamiento con períodos (o frecuencias). Sin embargo, una característica de los métodos es que pueden ajustarse en su formato con el fin de entregar una visualización gráfica de la capacidad y demanda a través de diagramas fuerza (aceleración) y deformación (desplazamiento). Tomando en cuenta lo anterior, y el hecho que la definición de espectro se vincula con la variable período (frecuencia), en lo que sigue se emplearán los términos propuestos por Chopra (1999) para la definición de las curvas en el formato fuerza - deformación.

- **Diagrama de Capacidad:** Representación gráfica de la relación Corte Basal – Desplazamiento del Techo proveniente del análisis incremental. Esta relación, para hacerla consistente con el Diagrama de Demanda, es representada en términos de Aceleración Equivalente dividiendo el Corte Basal por la masa reactiva de la estructura. Un esquema sencillo para explicar el concepto es lo que se muestra en la ilustración 3-1.

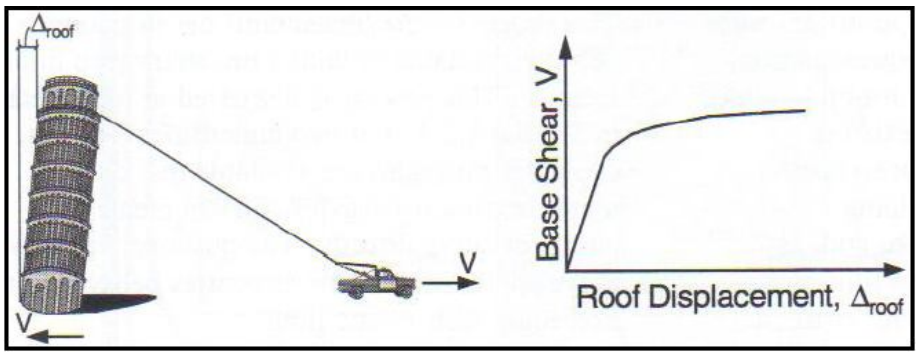


ILUSTRACIÓN 3-1: CONCEPTO CURVA DE CAPACIDAD

- **Diagrama de Demanda**: Representación gráfica de la relación Aceleración - Deformación proveniente de los espectros de respuestas. En este caso, se empleará el espectro de la norma chilena NCh433 (Ref.[2]), el cual será graficado para diferentes niveles de amortiguamiento.

- **Punto de Desempeño:** Una vez obtenida la curva de capacidad y los desplazamientos de demanda, se puede verificar el punto de desempeño o punto de respuesta máxima en la estructura asociado a esta demanda.

Debido a que dentro de las subrutinas contenidas en el programa de análisis estructural empleado para este estudio SAP2000 (Ref. [7]), contiene la obtención del punto de desempaño por medio del Método simplificado del Espectro de Capacidad, centraremos la explicación en este procedimiento, indicando en que consiste, cuales son los criterios empleados y obtención de datos, para posteriormente indicar como es implementado en el programa de análisis y de qué forma rescatar la entrega de resultados.

3.1.1 MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

El método del Espectro de Capacidad fue propuesto por Freeman (1998) y ha sido incorporado como alternativa de análisis en diversos estándares y recomendaciones de evaluación norteamericanos (ATC-40, SEAOC, etc.). El método consiste esencialmente en representar en un mismo gráfico el diagrama de capacidad de la estructura y el de demanda. La intersección de las curvas (Punto de Balance Demanda – Capacidad) proporciona una estimación de los requerimientos de aceleración, o resistencia, y de deformación inelástico de una estructura, tal como lo muestra la ilustración 3.2.

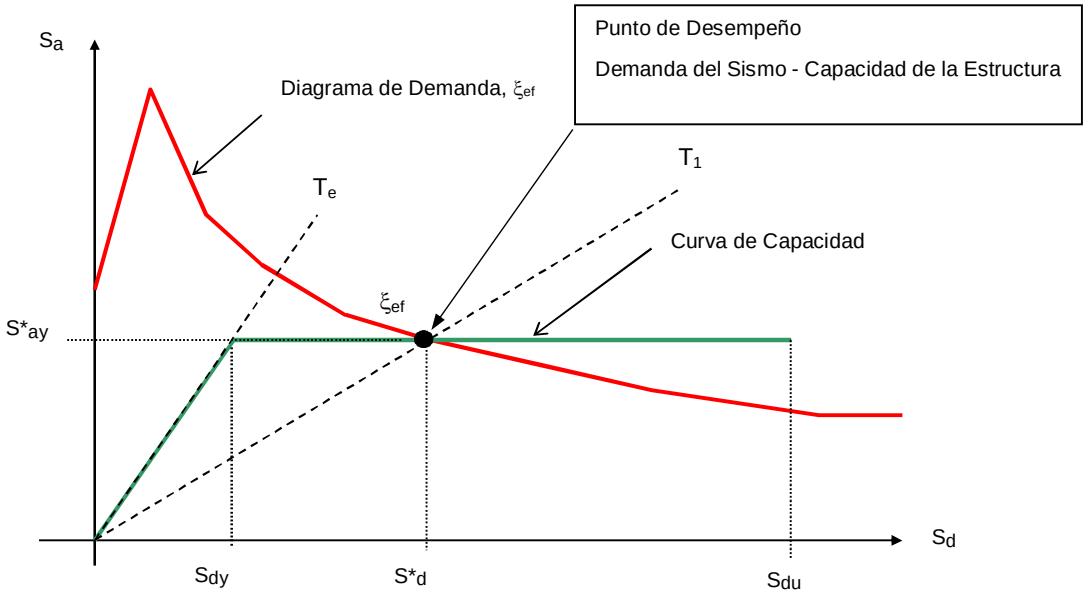
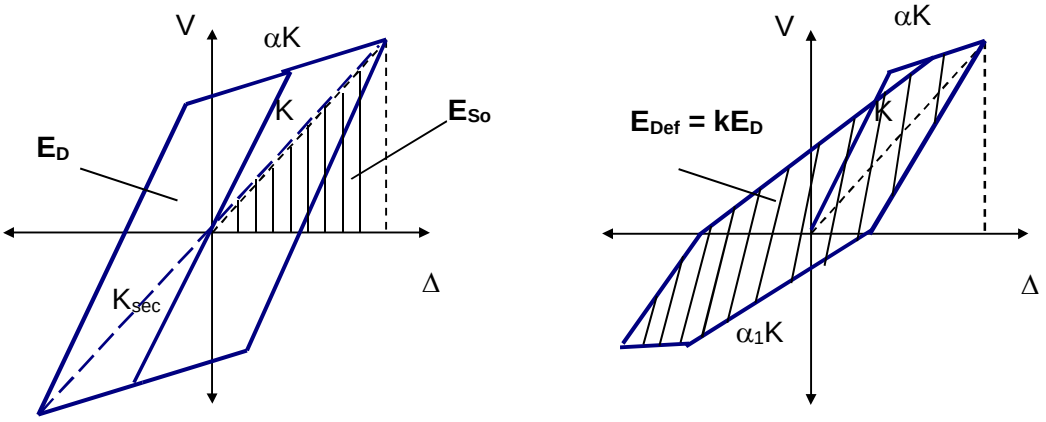


ILUSTRACIÓN 3-2: DIAGRAMA DE CAPACIDAD VS DEMANDA

En que:

- ✓ S_a, S_d : Aceleración y desplazamiento espectral, respectivamente.
- ✓ ξ_{ef} : Amortiguamiento efectivo
- ✓ T_1 : Período secante

La principal característica de este método es que reduce la estructura a un sistema elástico equivalente de un grado de libertad con amortiguamiento viscoso equivalente efectivo para determinar la demanda. El amortiguamiento pretende incorporar la capacidad de disipar energía. Por ende, el punto de balance se logra a través de un proceso iterativo que busca que el nivel de amortiguamiento del sistema lineal equivalente de la curva de capacidad, asociado a la deformación requerida S^*_d, sea el mismo que el del diagrama de demanda.



(a) Loop de histéresis sin degradación

(b) Loop de histéresis con degradación

ILUSTRACIÓN 3-3: COMPORTAMIENTOS DE HISTÉRESIS EN LA DEFINICIÓN DEL FIGURA AMORTIGUAMIENTO EQUIVALENTE

En la ilustración 3-3 se aprecia el concepto de sistema lineal equivalente, que en este caso es visualizado por la rigidez secante (K_{sec}) para la deformación máxima absoluta del sistema inelástico. Por lo tanto, asociado a esta rigidez secante está el período natural de vibración del sistema equivalente representando (T_{eq}), el cual puede expresarse como una función de la ductilidad, rigidez postfluencia del sistema inelástico y período de vibración elástico (T_n), tal como se detallada en las ecuaciones 3.1 y 3.2 para una idealización bilineal del ciclo de vibración.

$$T_{eq} = T_n \cdot \sqrt{\frac{\mu}{1+\alpha\mu-\alpha}} \qquad \text{(EC. 3.1)}$$

$$T_n = 2\pi\sqrt{\frac{m}{K}} \qquad \text{(EC. 3.2)}$$

Por su parte, el amortiguamiento viscoso del sistema lineal equivalente (ξ_{eq}) es definido como la suma del amortiguamiento viscoso inherente del sistema (ξ_e), que se supone permanece constante, y el proveniente del comportamiento histerético (ξ_h). Este último es calculado a partir de la hipótesis que la energía disipada en un ciclo de vibración de un sistema inelástico es igual

al de un sistema lineal equivalente (Pekcan, 1999; Chopra, 2000; Chopra 2001a), tal como se representa en la ilustración 3.3 y ecuaciones 3.3 y 3.4.

$$\xi_{eq} = \xi_e + \xi_h \qquad \text{(EC. 3.3)}$$

$$\xi_h = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{E_D}{E_s} \qquad \text{(EC. 3.4)}$$

Donde:

- ✓ E_D : Energía disipada por amortiguamiento en un ciclo.
- ✓ E_S : Máxima energía de deformación asociada a un ciclo.

Sin embargo, los sistemas estructurales difícilmente se comportan histeréticamente sin degradación de resistencia y/o rigidez. Debido a esto, el documento ATC – 40 propone el empleo de un factor de modificación (k) que reduce el amortiguamiento ξ_h pretendiendo incluir los fenómenos de degradación, y por ende, lo irregular de los ciclos de histéresis. Por lo tanto, el factor k reduce el amortiguamiento histerético obtenido de la ecuación 3.4. En consecuencia, se obtiene el amortiguamiento viscoso equivalente efectivo (ξ_{ef}) calculado según la ecuación 3.5. El valor del factor k, especificado en el documento ATC – 40, es función del tipo de sistema estructural resistente imperante y su comportamiento histerético, clasificado en tipo A (estable), B (medio) y C (inestable). Un comportamiento 'estable' corresponde a uno como el de la ilustración 3.3a sin o despreciable degradación de resistencia y rigidez, mientras que uno 'inestable' muestra una importante pérdida de estos parámetros en cada ciclo de histéresis (ilustración 3.3b).

$$\xi_{ef} = \xi_e + k \cdot \xi_h \qquad \text{(EC. 3.5)}$$

A continuación se muestra en la ilustración 3-4 el modelo bilineal idealizado empleado para la estimación del amortiguamiento que permite realizar la reducción espectral.

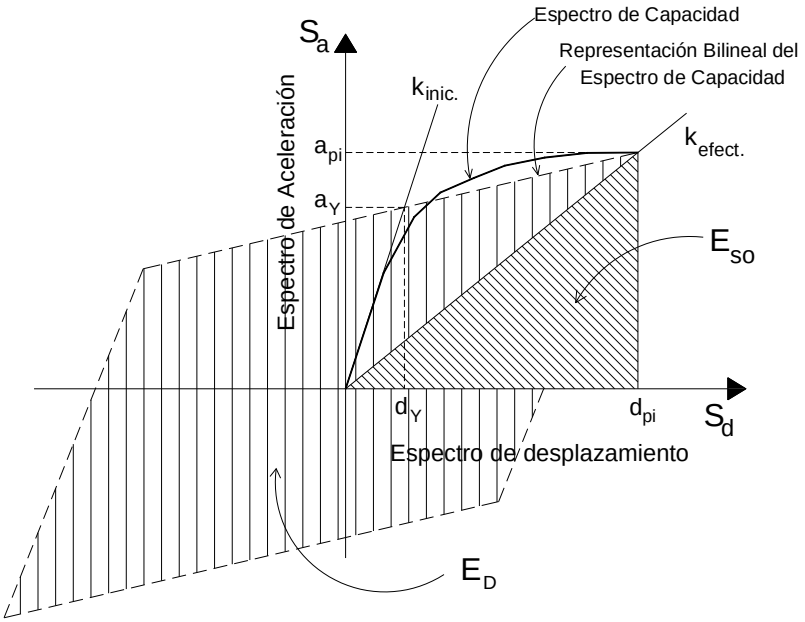


ILUSTRACIÓN 3-4: DERIVACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO PARA REDUCCIÓN ESPECTRAL

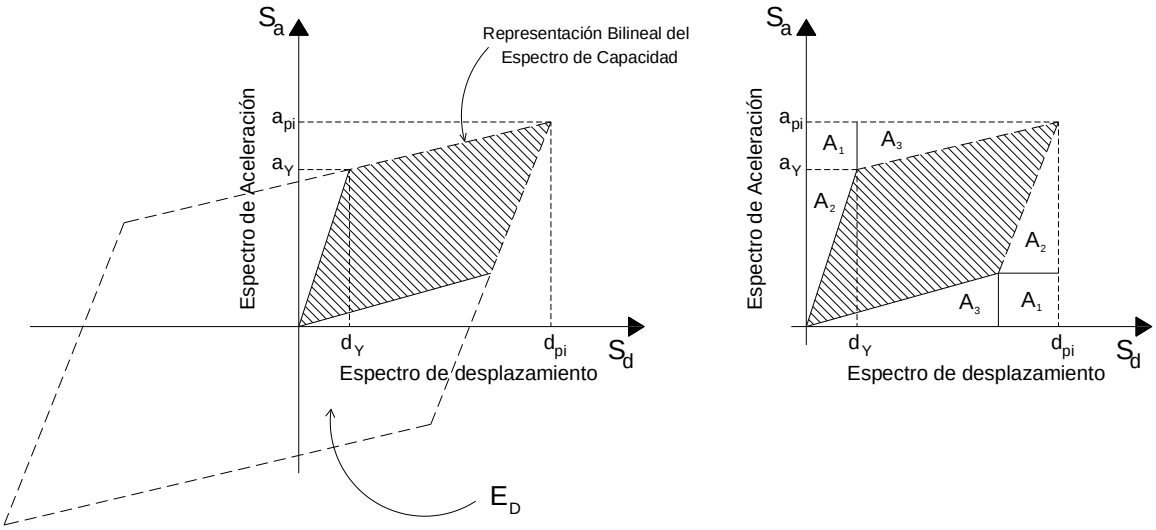


ILUSTRACIÓN 3-5: ESTIMACIÓN DE ENERGÍA DISIPADA POR AMORTIGUAMIENTO, E_D

De acuerdo a estas ilustraciones, el valor de la energía disipada en un ciclo E_D, se puede estimar como cuatro veces el área achurada de la ilustración 3-5, es decir:

$$E_D = 4(a_Y\, d_{pi} - d_Y a_{pi}) \qquad \text{(EC. 3.6)}$$

Mientras que el valor de la máxima energía por deformación, E_{SO}, según la ilustración 3-4 se puede estimar como:

$$E_{SO} = \frac{a_{pi} d_{pi}}{2} \qquad \text{(EC. 3.7)}$$

Y adicionalmente, se puede representar por la ecuación:

$$E_{SO} = \frac{k_{efectivo} d_{pi}^2}{2} \qquad \text{(EC. 3.8)}$$

Por lo tanto, si reemplazamos estos valores en la ecuación 3.4, el valor del amortiguamiento histerético resulta:

$$\xi_h = \frac{2\left(a_Y d_{pi} - d_Y a_{pi}\right)}{\pi\, a_{pi} d_{pi}} \qquad \text{(EC. 3.9)}$$

$$\xi_h = \frac{0{,}637\left(a_Y d_{pi} - d_Y a_{pi}\right)}{a_{pi} d_{pi}} \qquad \text{(EC. 3.10)}$$

Finalmente, el valor del amortiguamiento efectivo (ecuación 3.5) se puede representar como:

$$\xi_{eff} = 5 + \kappa \xi_h = 5 + \frac{63.7\kappa\left(a_Y d_{pi} - d_Y a_{pi}\right)}{a_{pi} d_{pi}} \qquad \text{(EC. 3.11)}$$

Tal como se mencionó previamente, el factor κ depende del comportamiento de la estructura asociado a los fenómenos de degradación, y que ATC-40 (ref. [10]) lo clasifica en tres categorías:

<u>Tipo A</u>: Presenta un ciclo de histéresis razonable, similar al ideal. Se asigna un valor de $\kappa = 1$.

<u>Tipo B</u>: Presenta una moderada reducción del área. Se asigna un valor de $\kappa = 2/3$.

<u>Tipo C</u>: Presenta una sustancial reducción del área del loop. Se asigna un valor de $\kappa = 1/3$.

Estos valores se presentan en la siguiente tabla:

TABLA 3-1: VALORES DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO, κ.

Tipo de comportamiento estructural	β_o	κ
Tipo A	≤16.25	1.0
	>16.25	$1.13 - \frac{0.51\left(a_Y d_{pi} - d_Y a_{pi}\right)}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	≤25	0.67
	>25	$0.845 - \frac{0.446\left(a_Y d_{pi} - d_Y a_{pi}\right)}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	-	0.33

De esta forma, lo que en definitiva se obtiene es una relación entre amortiguamiento viscoso equivalente efectivo y ductilidad de la estructura frente a la demanda. En la tabla 2.4 (Freeman, 1998) se entregan equivalencias entre estos dos parámetros según las recomendaciones entregadas por Priestley y el documento ATC – 40 (ref.[10]), para razones de rigidez postfluencia y elásticas (α) de 0 y 0.10.

TABLA 3-2: RELACIÓN AMORTIGUAMIENTO EQUIVALENTE EFECTIVO Y DUCTILIDAD

	Amortiguamiento Efectivo (ξ_{ef})						
μ	**ATC 1996 (Sistemas de Estructura Tipo: A –B – C)**						**Priestley 1996**
	Tipo A		Tipo B		Tipo C		
	$\alpha = 0$	$\alpha = 0.10$	$\alpha = 0$	$\alpha = 0.10$	$\alpha = 0$	$\alpha = 0.10$	
1	5	8	5	5	5	5	5
1.3	18	16	13	12	9	9	-
1.5	24	23	18	17	11	11	-
2	33	29	25	22	16	14	13
3	39	33	29	25	19	16	17
4	40	34	29	25	20	16	19
6	40	33	29	25	20	16	21
8	40	31	29	24	20	15	22

Fuente: Freeman, 1998.

3.2 MODELO EMPLEADO PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL

3.2.1 DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA

Tal como se mencionó previamente, la modelación de la estructura se realiza en el programa de diseño estructural SAP2000 (CSI, ref.[8]). Es conocido que los edificios en Chile basan su rigidez y resistencia en los elementos tipo muros, y el edificio en análisis no es la excepción, ya que está conformado en un 95% por elementos verticales de este tipo. Para poder solucionar el problema de modelación, se modificó la asignación de los componentes tipo shell a elementos tipo frame (marcos), asignándoles sus respectivas características geométricas y armaduras de refuerzo, manteniendo las mismas propiedades geométricas del modelo analizado linealmente, pero con sus propiedades mecánicas agrietadas.

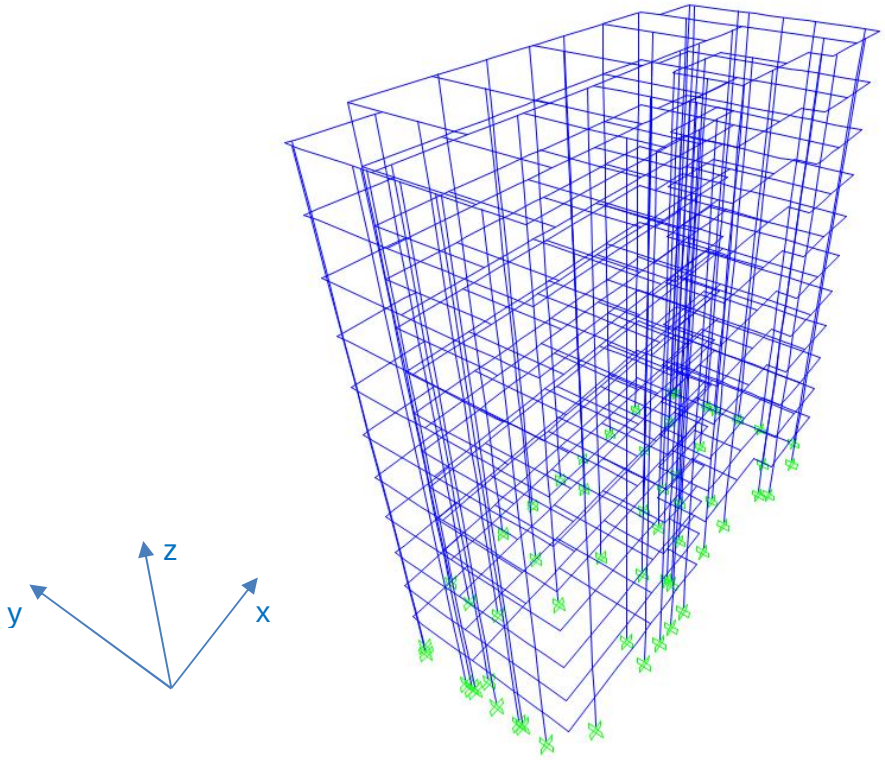


ILUSTRACIÓN 3-6: MODELO TIPO FRAME.

Uno de los inconvenientes de utilizar elementos tipo frame es que dentro del modelo ocupan un espacio puntual, esto quiere decir que no tiene el ancho y el largo de los elementos muros, por lo que cuando se asignan las vigas que une los muros, estas tiene una dimensión más grande y por lo tanto su rigidez y transferencia de esfuerzo es menor.

Para poder solucionar este problema se utiliza la herramienta del software llamada cachos rígidos, la que permite diseñar la viga en su longitud real y los tramos sobrantes se transforman en elementos infinitamente rígidos, permitiendo la transferencia de esfuerzos a los muros de manera correcta.

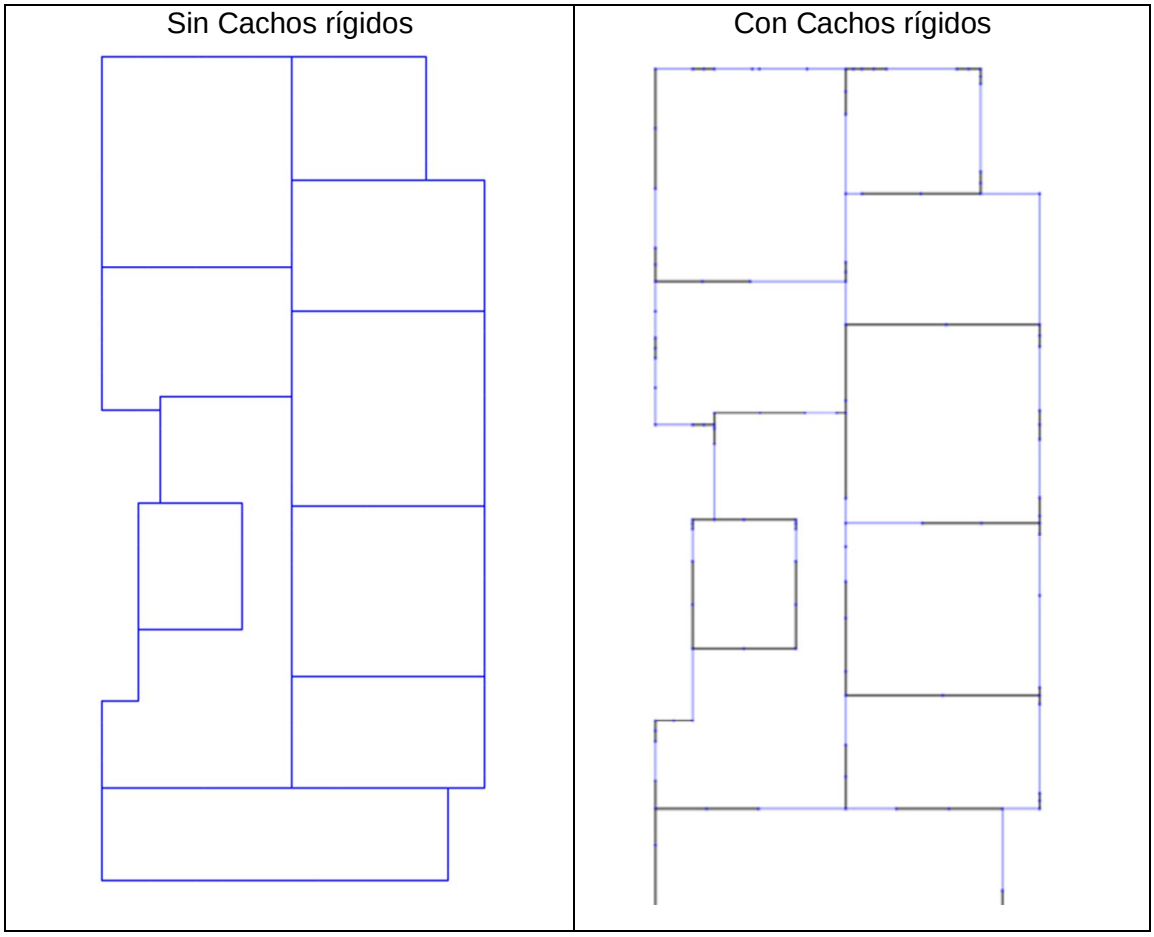


ILUSTRACIÓN 3-7: PLANTA SIN Y CON CACHOS RÍGIDOS

3.2.2 ASIGNACIÓN DE CARGAS

Se define patrones de carga gravitacionales de Peso Propio y Sobrecarga necesarios para determinar las cargas estáticas no lineales para el análisis. Las cargas gravitacionales son conocidas y definidas de acuerdo a la normativa vigente. Por último se asigna un patrón de carga lateral destinado para definir la carga lateral incremental sobre el edificio.

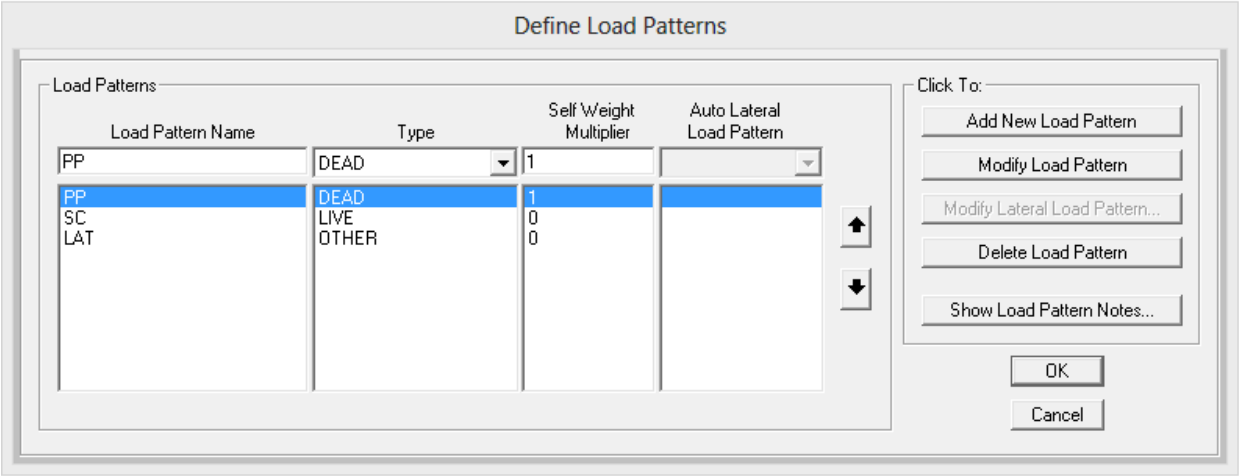


ILUSTRACIÓN 3-8: PATRONES DE CARGA

Las cargas de peso propio y sobrecarga fueron transferidas a las vigas de la estructura, por medio de método de áreas tributarias tal como se muestra en la ilustración siguiente.

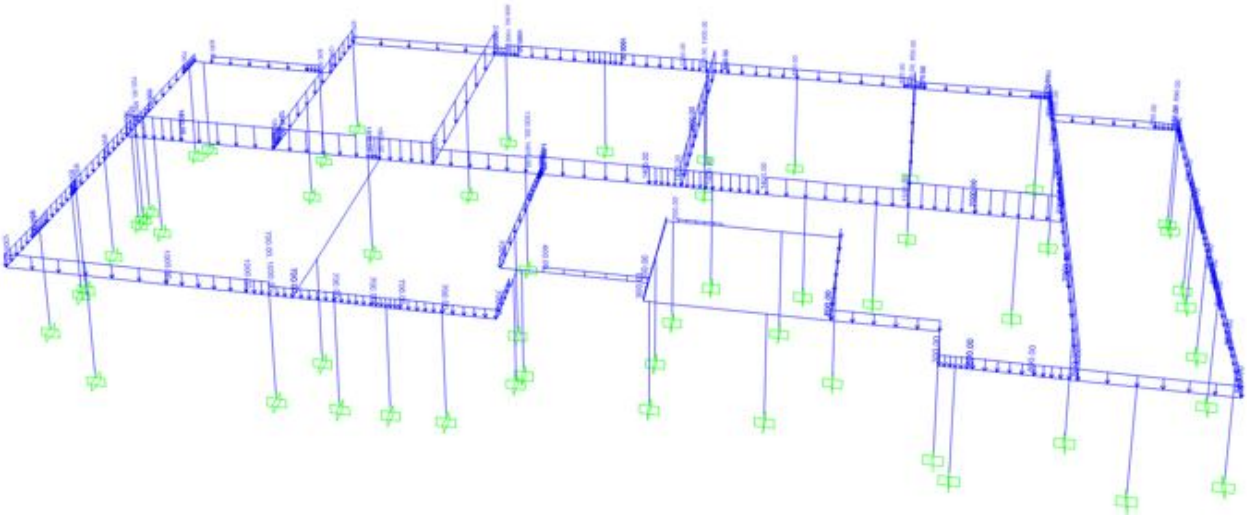


ILUSTRACIÓN 3-9: ASIGNACIÓN DE CARGAS GRAVITACIONALES A VIGAS

La carga lateral incremental, se considera como un patrón distribuido de forma triangular invertido a lo alto de los elementos frame como se aprecia a continuación. Este valor se determina por medio de una distribución vertical en función de las masas parciales por piso respecto al valor de la masa total del edificio.

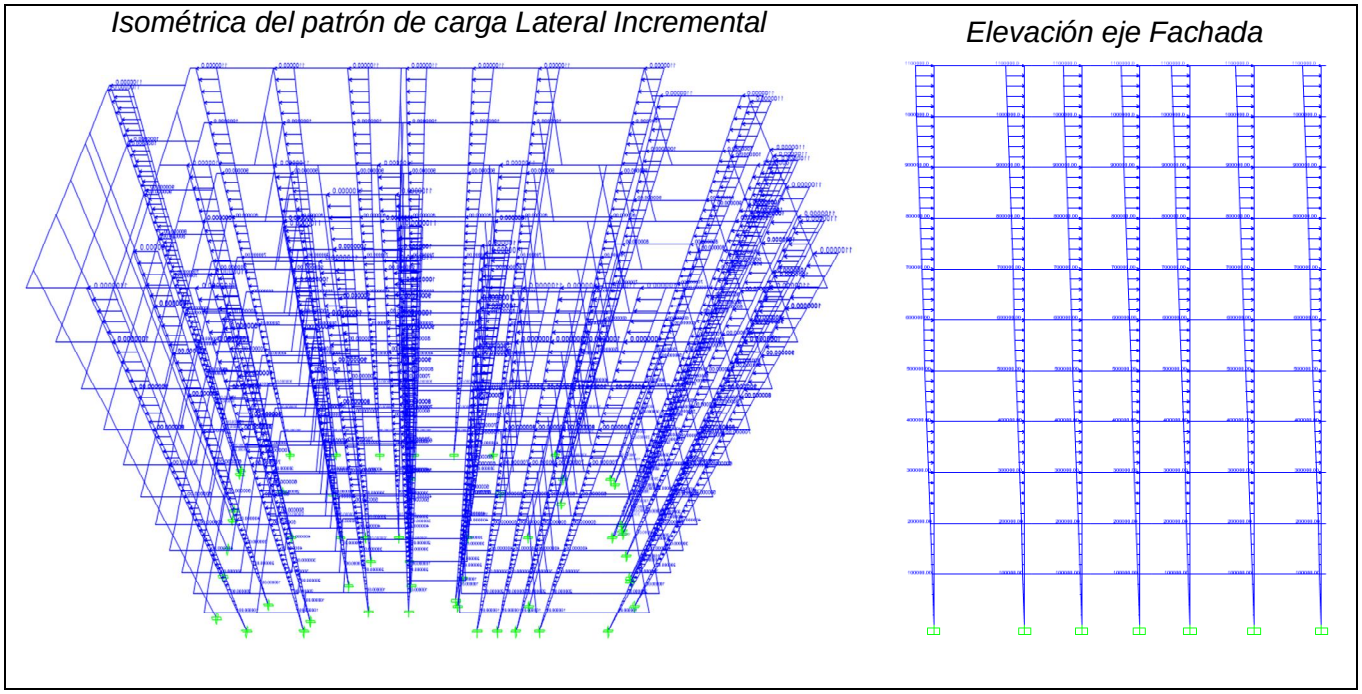


ILUSTRACIÓN 3-10: CARGAS LATERALES

Se define el estado de carga asociado a las cargas gravitacionales, el que se puede estimar como la suma de la carga de peso propio y el 25% de la sobrecarga. Este estado es el estado inicial de carga para el análisis no lineal.

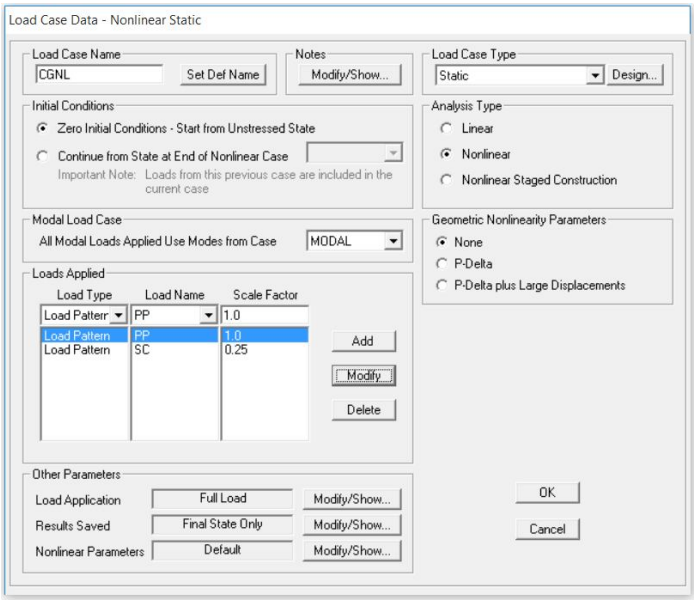


ILUSTRACIÓN 3-11: ESTADO DE CARGA CGNL – PROGRAMA SAP2000

El otro estado de carga corresponde al estado de carga denominado PushX (PushY), y su patrón es una carga triangular invertida (mencionado anteriormente). Este estado tiene la particularidad que se ejecuta considerando el efecto de las cargas gravitacionales definido previamente. Además, será de carácter lateral incremental y se monitorea el desplazamiento de un punto de control definido (punto superior). En este caso, se consideró un punto central del techo, para un desplazamiento de 20cm (superior a los desplazamientos máximos de la NCh433).

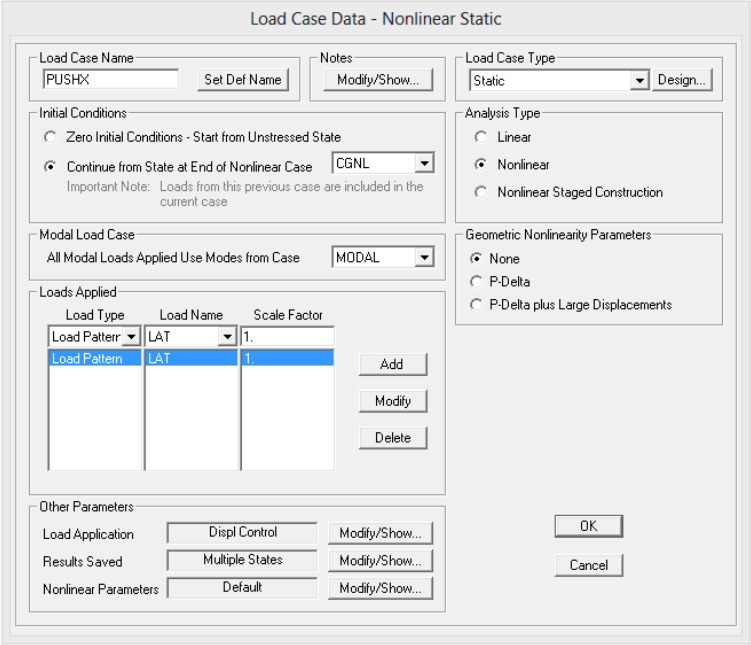


ILUSTRACIÓN 3-12: ESTADO DE CARGA PUSHOVER – PROGRAMA SAP2000

3.2.3 DEFINICIÓN DE ROTULAS

La asignación de rotulas será distinto para cada muro de la estructura, ya que debido a sus distinta forma y propiedades (dimensiones, armaduras) las rotulas se formarán con distintos esfuerzos. Para aquello es necesario determinar el valor de los momentos último y de fluencia de cada muro. La forma de obtener cada momento se muestra en el anexo B. Una vez determinado los valores de los momentos se procede a definir las rotulas por elementos, para esto es necesario revisar la tablas del FEMA356 que entrega los parámetros que definen la rótula plástica de los muros (ver anexo C). Con estos parámetros se definen las rotulas como se muestra en la ilustración.

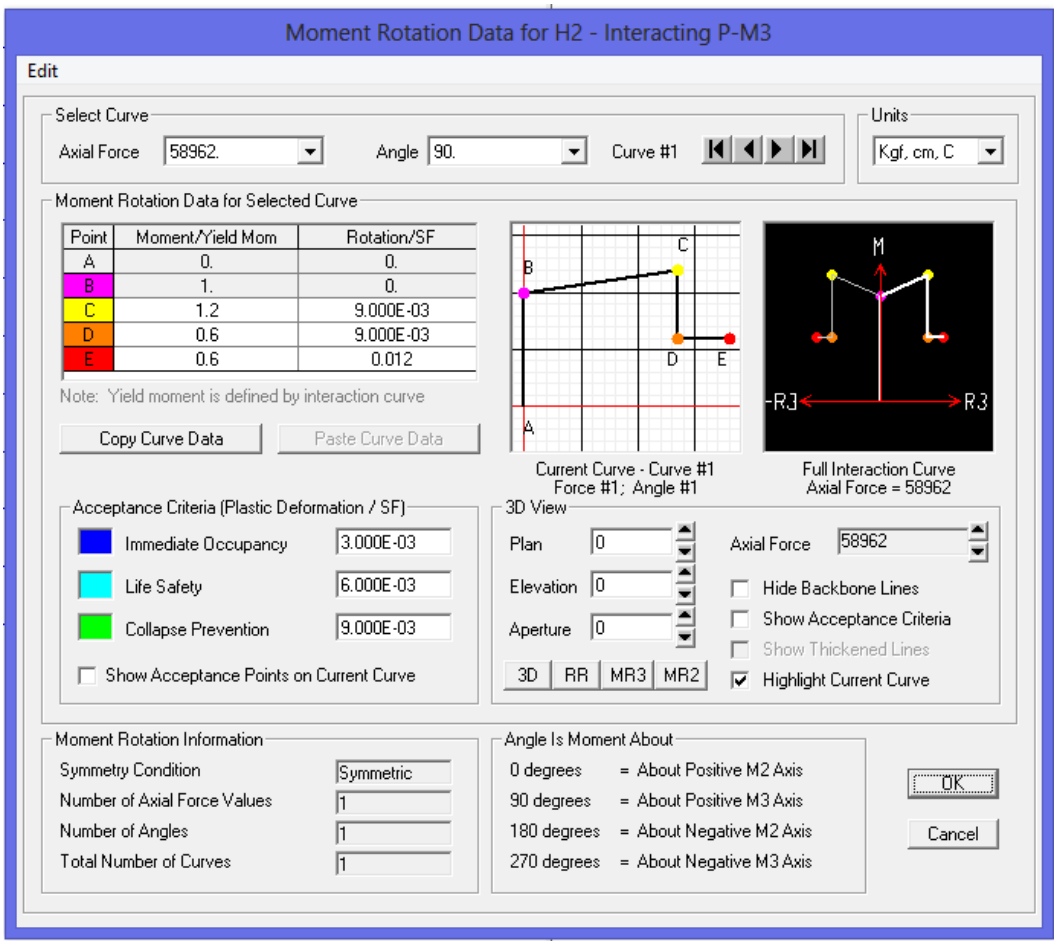


ILUSTRACIÓN 3-13: DEFINICIÓN DE ROTULAS EN EL PROGRAMA

El valor de los parámetros que definen las condiciones de las rotulas corresponde a:

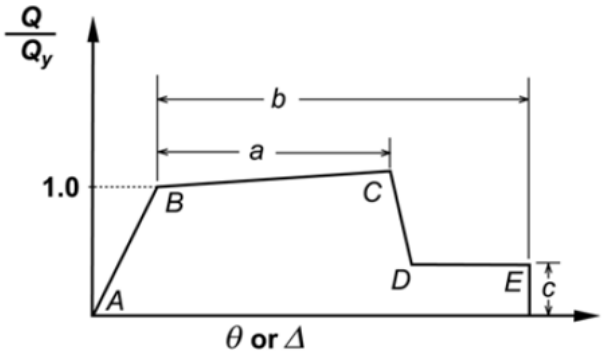


ILUSTRACIÓN 3-14: RAZON DE DEFORMACIÓN VS FUERZA NORMALIZADA

Una vez determinados los sistemas de carga se realiza la asignación de rotulas automática considerando las tablas del FEMA356 para elementos de hormigón armado. En el caso de las vigas se modelaron rotulas esperando una fluencia del acero longitudinal antes que se presente una falla por corte (conforme a lo descrito en ACI318-08), eligiendo el tipo M3 (momento flector en el eje local 3 o eje mayor).

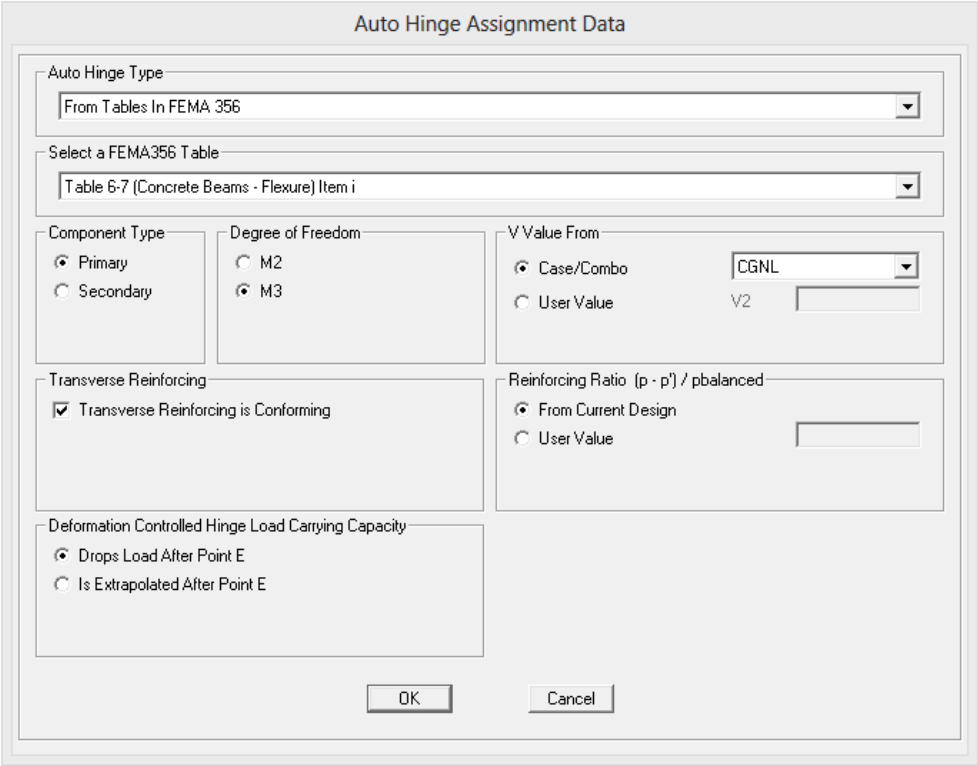


ILUSTRACIÓN 3-15: ASIGNACIÓN DE ROTULA PARA LAS VIGAS DE LA ESTRUCTURA

Para el caso de los muros y columnas, se elige una rotula del tipo P-M2-M3, esta rotula tiene un comportamiento de formación debido al acoplamiento de cargas a flexión y carga axial, propio de estos elementos.

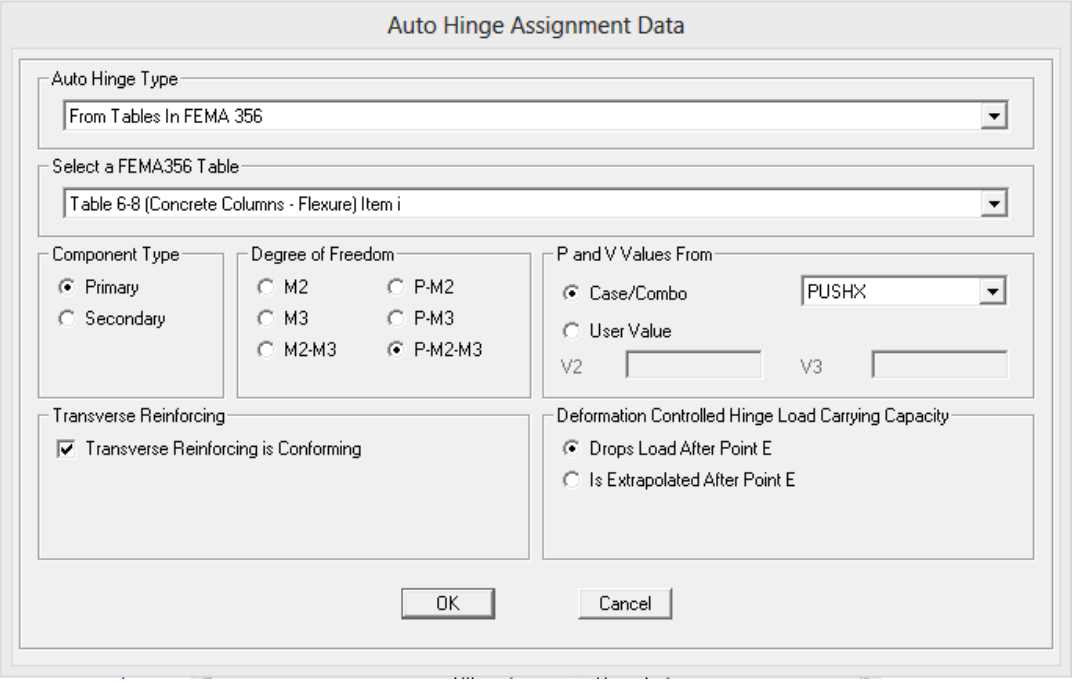


ILUSTRACIÓN 3-16: ASIGNACIÓN DE ROTULA PARA LOS MUROS DE LA ESTRUCTURA

3.2.4 OBTENCIÓN E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

3.2.4.1 CURVA DE CAPACIDAD Y PUNTO DE DESEMPEÑO

Una vez definida la estructura y asignadas la totalidad de las propiedades de los elementos y sus rotulas, se realiza el análisis no lineal y se obtiene la curva de capacidad lateral de la estructura. Esta es mostrada a continuación:

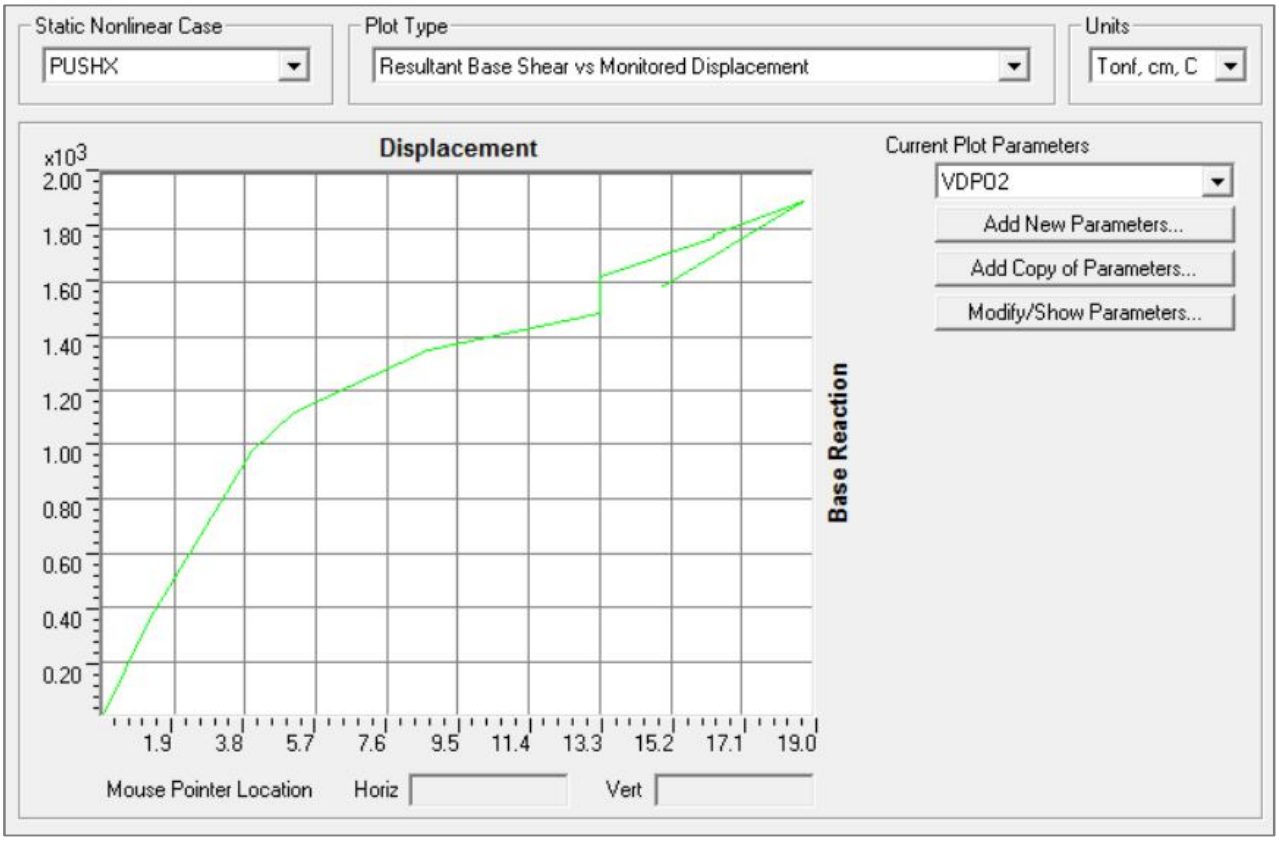


ILUSTRACIÓN 3-17: CURVA DE CAPACIDAD DEL EDIFICIO

Se visualiza en el eje horizontal el valor del desplazamiento del nudo de control ubicado en el techo en [cm] y en el eje vertical el valor del corte basal en [T]. Esta curva se transformará, como se mencionó previamente, a un formato Aceleración espectral versus Desplazamiento espectral (S_a vs S_d) y se comparará con el espectro de demanda iterativamente hasta que coincidan en el mismo valor de ductilidad en el punto de desempeño.

Curva de demanda elástica según NCh433, correspondiente al espectro de zona 3 suelo D, para un amortiguamiento del 5%:

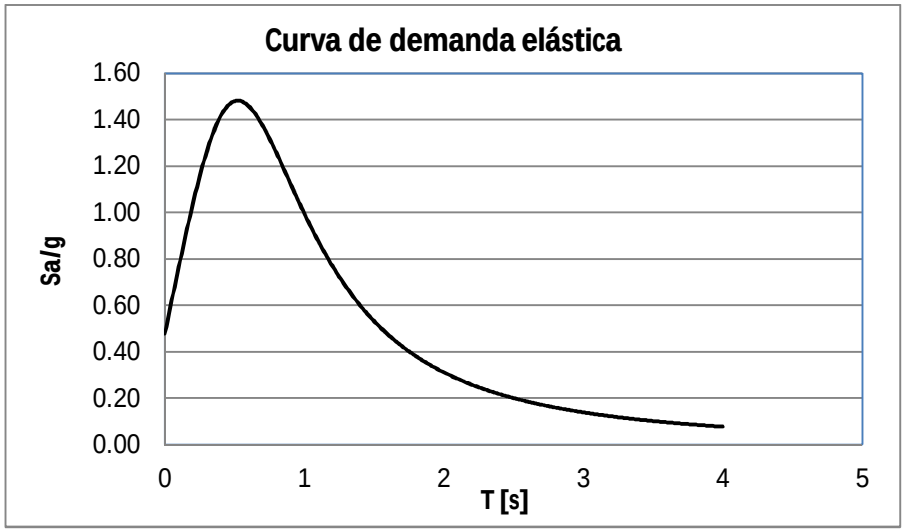


ILUSTRACIÓN 3-18: CURVA DE DEMANDA ELASTICA – NCH433

En la figura subsiguiente se muestran las curvas de espectro de demanda de la NCH433 transformadas en formato ADSR (Acceleration Displacement Spectrum Response) para diferentes niveles de amortiguamientos (5%, 10%, 15% y 20%) cruzadas por las curvas de igual período (0.5, 1.0, 1.5 y 2.0 [s]) que nacen desde el origen, las cuales corresponden a la representación del período de la estructura en dicho formato, tal como se explica gráficamente en la siguiente imagen:

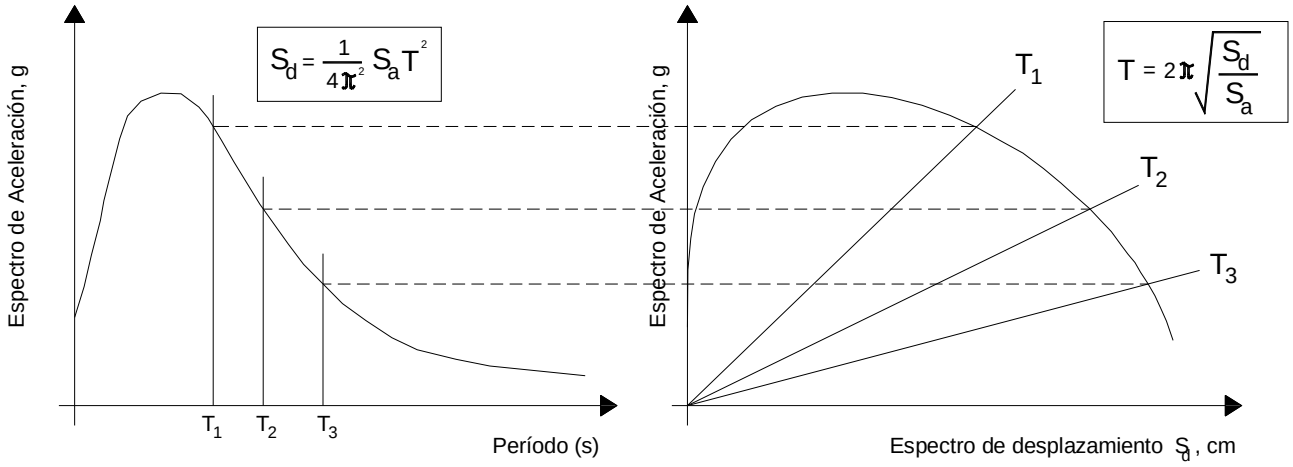


ILUSTRACIÓN 3-19: ESPECTROS DE RESPUESTA EN FORMA TRADICIONAL Y FORMATO ADSR

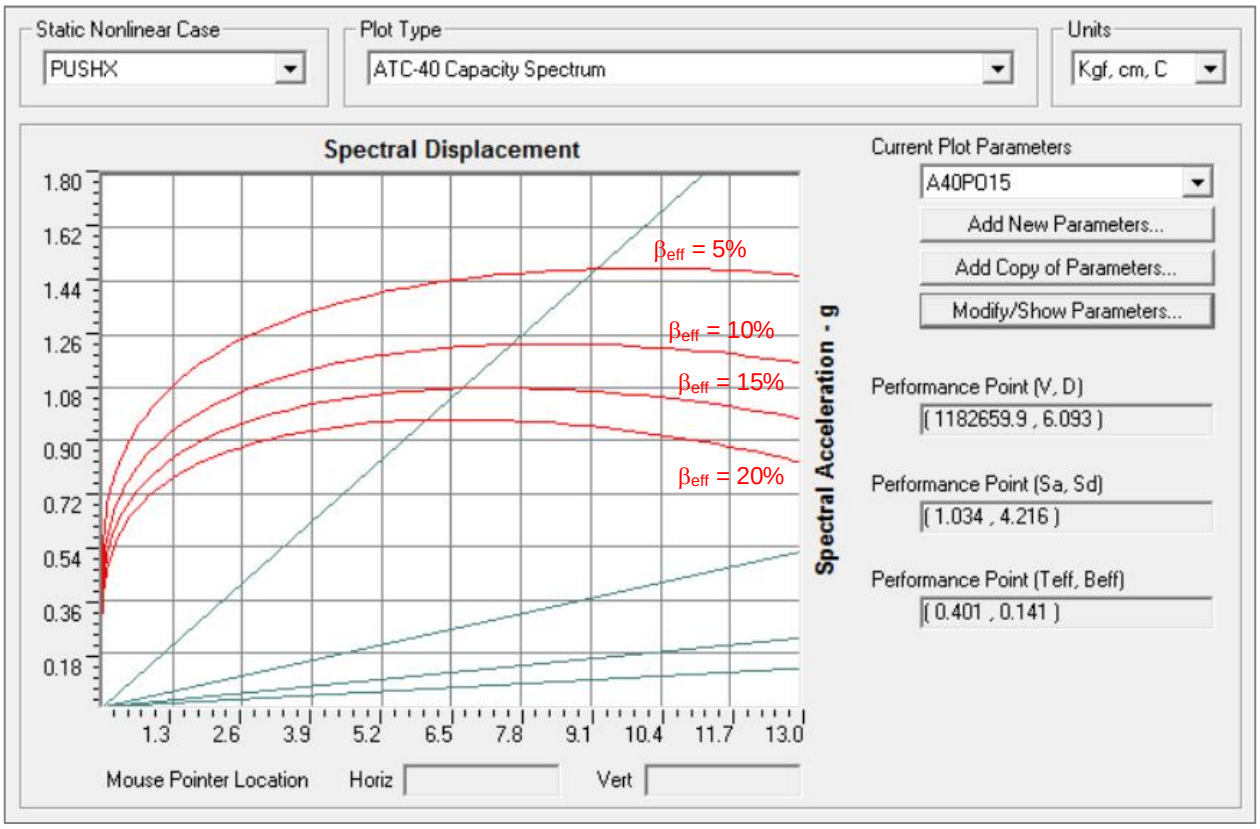


ILUSTRACIÓN 3-20: CURVAS DE DEMANDA ELÁSTICAS EN FORMATO ADSR PARA DIFERENTES NIVELES DE AMORTIGUAMIENTO (5, 10, 15 Y 20%)

Una vez incorporada la demanda y trazadas las líneas radiales de período constante, el programa realiza internamente el proceso iterativo que consiste básicamente en:

- Obtenido el punto de intersección de la línea radial de período constante con la curva de capacidad, se calcula el amortiguamiento asociado según el área bajo la curva hasta ese punto.
- Se construye y grafica el espectro de demanda trazándolo por el mismo nivel de amortiguamiento previamente calculado.
- Se obtiene el punto de intersección de las líneas radiales y el espectro de demanda para el amortiguamiento calculado. Esa intersección corresponde a un punto del espectro de demanda única con amortiguamiento variable.
- La familia de puntos dan origen a la “curva de demanda única”.

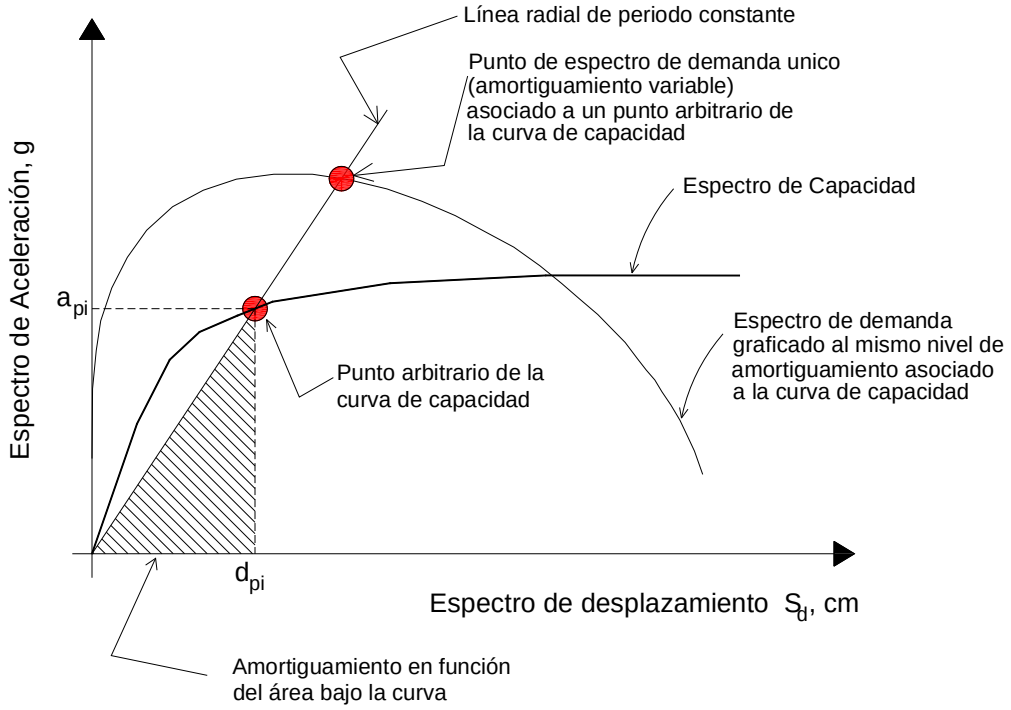


ILUSTRACIÓN 3-21: OBTENCIÓN DE LA CURVA DE DEMANDA UNICA

En las imágenes siguientes se muestra la "Curva de demanda Única" asociada a la estructura (color amarillo) tanto para la dirección X como la dirección Y:

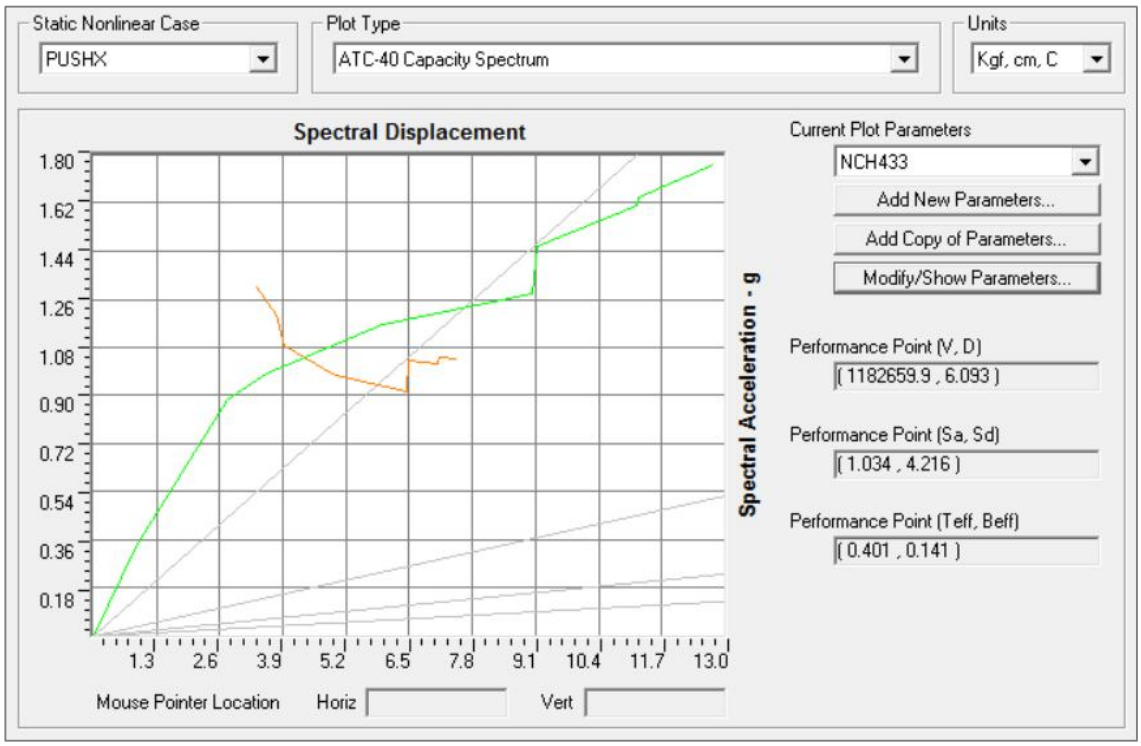


ILUSTRACIÓN 3-22: CURVA DE DEMANDA UNICA EN DIRECCIÓN X

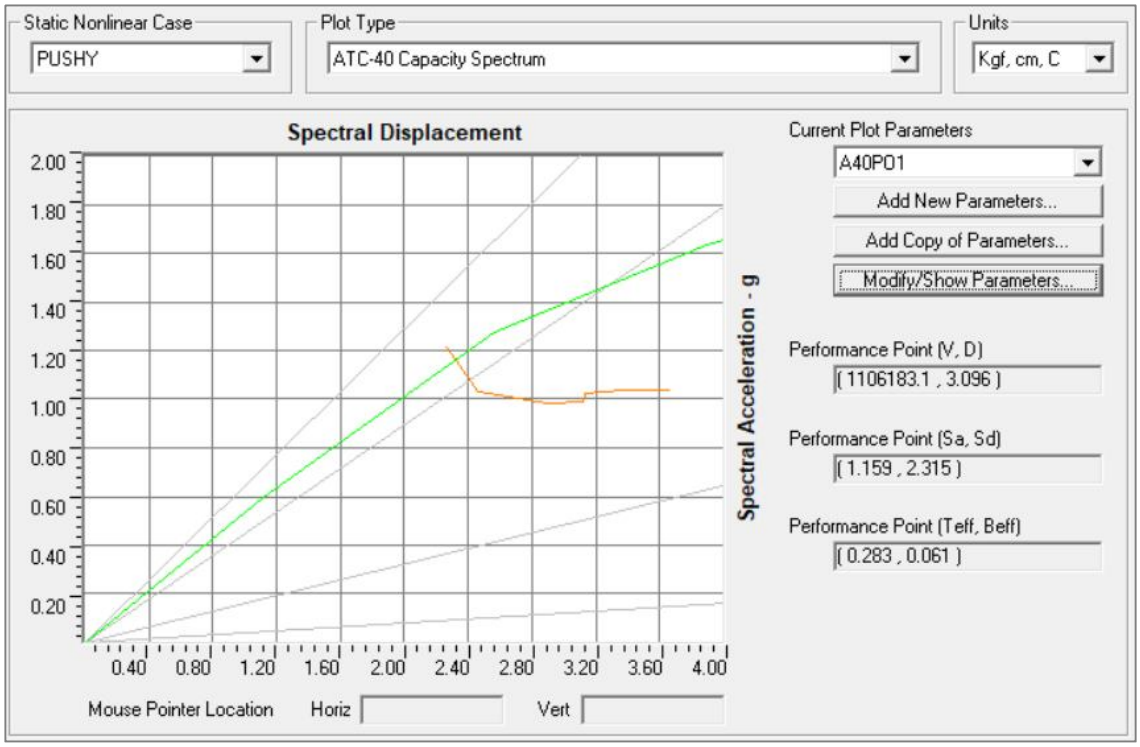


ILUSTRACIÓN 3-23: CURVA DE DEMANDA UNICA EN DIRECCIÓN Y

El punto de intersección de la "curva de demanda única" con la curva de capacidad de la estructura da origen al punto de desempeño. En este punto coinciden las curvas de capacidad y demanda para un mismo nivel de amortiguamiento.

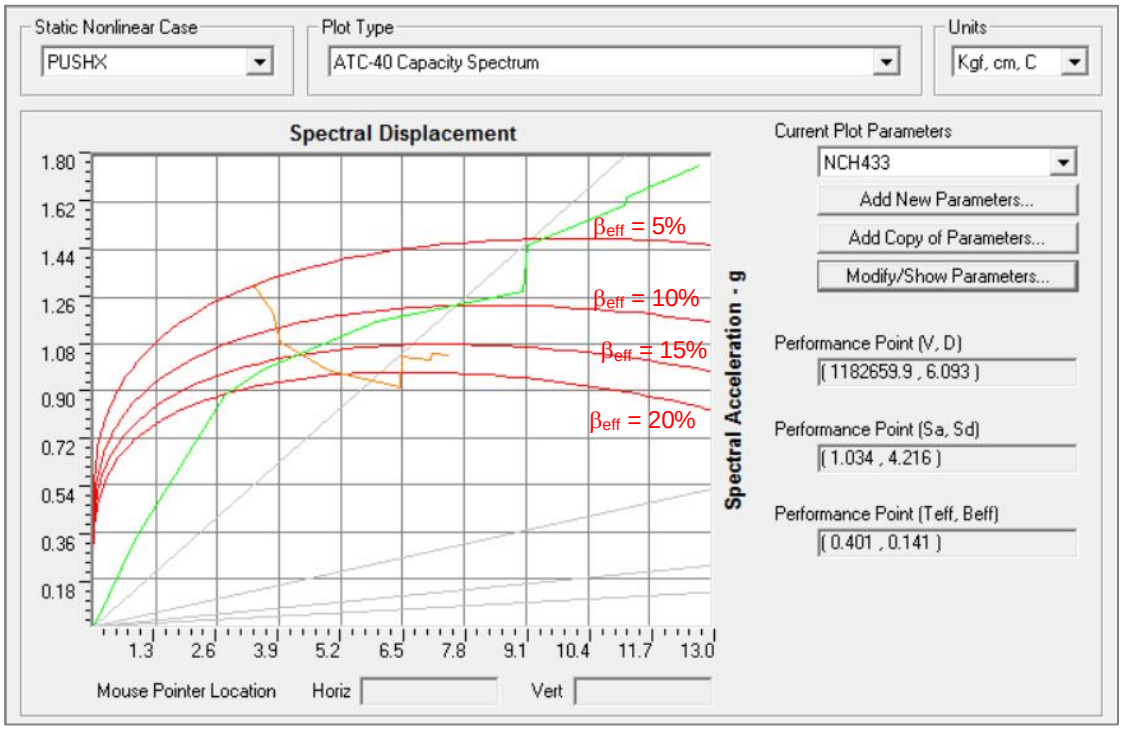


ILUSTRACIÓN 3-24: PUNTO DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA DIRECCIÓN X

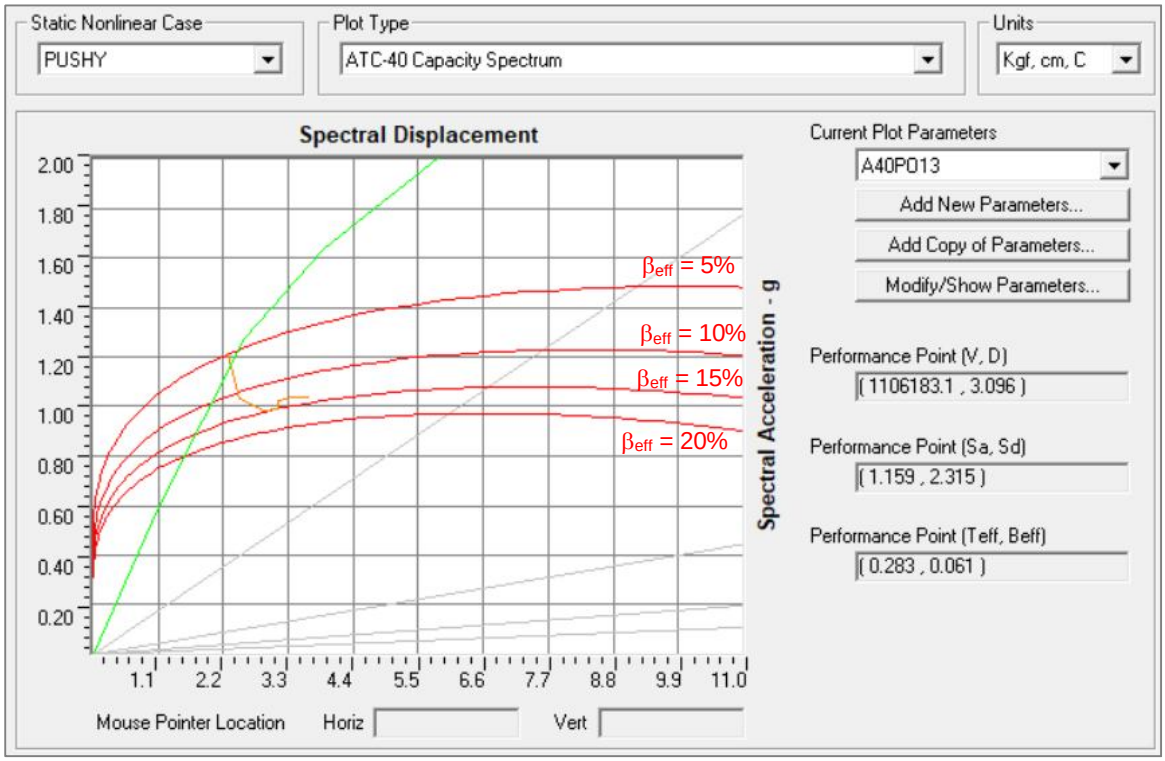


ILUSTRACIÓN 3-25: PUNTO DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA DIRECCIÓN Y

Además, se presenta completa la información asociada al punto de desempeño, a considerar:

TABLA 3-3: RELACIÓN AMORTIGUAMIENTO EQUIVALENTE EFECTIVO Y DUCTILIDAD

Variable	Uni.	Dirección X	Dirección Y
Desplazamiento máximo	[cm]	6.093	3.096
Desplazamiento 1ª fluencia	[cm]	3.88	1.61
Corte en la base	[T]	1182.6	1106.2
Amortiguamiento efectivo	%	14.1	6.1
Período efectivo	[s]	0.401	0.283
Ductilidad asociada (μ)	-	1.57	3.43

Como se puede visualizar, la estructura incursiona levemente en el rango no lineal. A continuación se evaluará el estado en que queda la estructura de acuerdo al índice general de daño, asociado a los desplazamientos que ésta logra.

3.2.4.2 Índice Global Basado en las Características Fuerza - Deformación

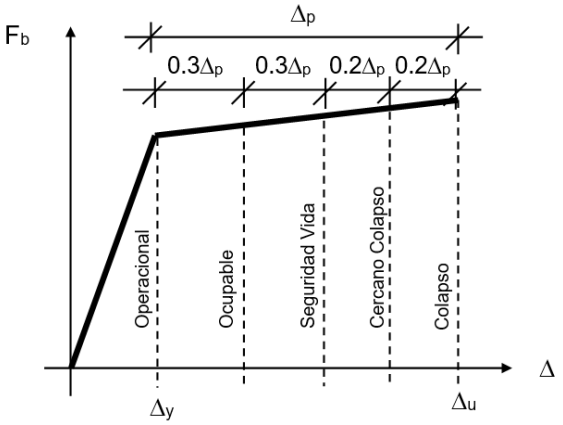
Luego del análisis estático no lineal o pushover es posible definir el índice global de la misma forma como se define para un elemento individual. De esta manera Roufaiel y Meyer en 1987 propusieron la ecuación 3.12 para definir el daño global a partir de la deformación de techo (nivel superior) del sistema resistente o, en su equivalente, de la ductilidad global (μm) normalizada (Williams, 1995).

$$I_{DG} = \frac{\Delta_{Tm} - \Delta_{Ty}}{\Delta_{Tu} - \Delta_{Ty}} = \frac{\mu_m - 1}{\mu_u - 1} \qquad \text{(EC. 3.12)}$$

Donde:

- ✓ Δ_{Tm} : Desplazamiento máximo de techo obtenido de un análisis incremental.
- ✓ Δ_{Ty} : desplazamiento de fluencia de techo, y corresponde al instante en que un primer elemento ingrese en el rango inelástico.
- ✓ Δ_{Tu} : desplazamiento de techo último, o de colapso, obtenido de un análisis incremental.

La deformación lateral del nivel superior (techo) de una estructura ha sido propuesta como indicador global de daño del sistema resistente, tal como lo expresa la ecuación 3.12. Desde este enfoque el SEAOC (1999) ha elaborado una metodología de evaluación basado en lo que denomina IDDR (siglas en inglés de Razón de Demanda de Desplazamiento Inelástico), a través del cual es posible precisar a lo largo del diagrama de capacidad Corte Basal – Deformación de Techo la ubicación de los distintos niveles de daños discretos definidos con anterioridad. Con esto, los niveles de daño pueden identificarse tal como lo establece la figura 3.24.



Nivel de Daño	IDDR
Operacional	0.00
Ocupable	0.30
Seguridad Vida	0.60
Cercano al Colapso	0.80
Colapso	1.00

ILUSTRACIÓN 3-26: CORRELACIÓN DE DAÑOS SEGÚN SEAOC EMPLEANDO IDDR

Nótese que el IDDR no es más que la ductilidad normalizada para la deformación global del sistema estructural, tal como lo expresa la ecuación.

De esta manera, según los resultados obtenidos del análisis de pushover, podemos estimar el valor del IDDR o I_{DG} asociado a su deformación del techo como:

$$I_{DGx} = \frac{6.093 - 3.88}{13.3 - 3.88} = 0.235 \qquad \text{(EC. 3.13)}$$

$$I_{DGy} = \frac{3.096 - 1.61}{12.98 - 1.61} = 0.131 \qquad \text{(EC. 3.14)}$$

Con esto, podemos determinar que la estructura luego de la demanda sísmica queda dentro del rango “ocupable”. Por lo tanto, luego del sismo, estará en buena condición estructural para recibir las solicitaciones inducidas por el tsunami, sin daño remanente.

Paralelamente, si se considera que el desplazamiento al punto de desempeño es de 6.1 y 3.1 [cm] para cada dirección, y la altura total del edificio es de 27.9 [m], esto nos entrega una deformación global de 0.2% y 0.1% (drift), respectivamente. Si se considera que los edificios de muros de hormigón armado son capaces de llegar a un drift del orden del 2%, se puede decir que este edificio está en una etapa de baja demanda, por lo tanto, a un nivel de daño menor.

Capítulo 4. SOLICITACIONES DE TSUNAMI

Producto del terremoto y posterior tsunami de la zona centro sur del país el 27 de febrero de 2010 según describe el CSN (ref. [17]), el Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile consideró necesaria la elaboración de una normativa técnica que permitiera evaluar el comportamiento de las edificaciones emplazadas en zonas de alto riesgo de inundación frente a posibles ocurrencias de tsunami. Dicho documento ahora corresponde a la norma chilena NCh3363Of.2015 – Diseño Estructural – Edificaciones en áreas de riesgo de inundación por tsunami o seiche del Instituto Nacional de Normalización (ref. [6]).

En esta fase del estudio, se evaluará las solicitaciones a las cuales estaría sometida una estructura que se encuentra a pocos metros de la línea de costa, según las recomendaciones incorporadas en esta norma técnica; evaluando su demanda máxima y comparándola con su capacidad resistente. Para ello, se estudiará la carta de inundación por tsunami publicada por el SHOA (Ref. [15]) en la que se indica las zonas de riesgo del gran Valparaíso con sus respectivas cotas de profundidad de inundación. Dicho estudio está referido al tsunami ocurrido el 8 de julio de 1730 (ver anexo F), donde luego de un fuerte sismo de magnitud estimada 8,7° Richter con epicentro en las coordenadas latitud 32,5°S – longitud 71,5° W con un largo estimado de dislocación de 600 [km] (dato publicado por la fuente sísmica CERESIS ref. [16]), azotó la zona central de Chile entre Valparaíso y Talcahuano (quinta y octava región, respectivamente), ocasionando una variación máxima del nivel medio del mar de 16 [m] con alturas de ola del orden de los 12 [m].

A continuación, se muestra la tabla de zonificación presentada por el SHOA (ref. [15]) donde se indican las diferentes profundidades de inundación según dicha carta de inundación:

TABLA 4-1: PROFUNDIDAD DE LA INUNDACIÓN EN METROS

ZONA	Profundidad Mínima [m]	Profundidad máxima [m]
1	0	1
2	1	2
3	2	4
4	4	6
5	6	más

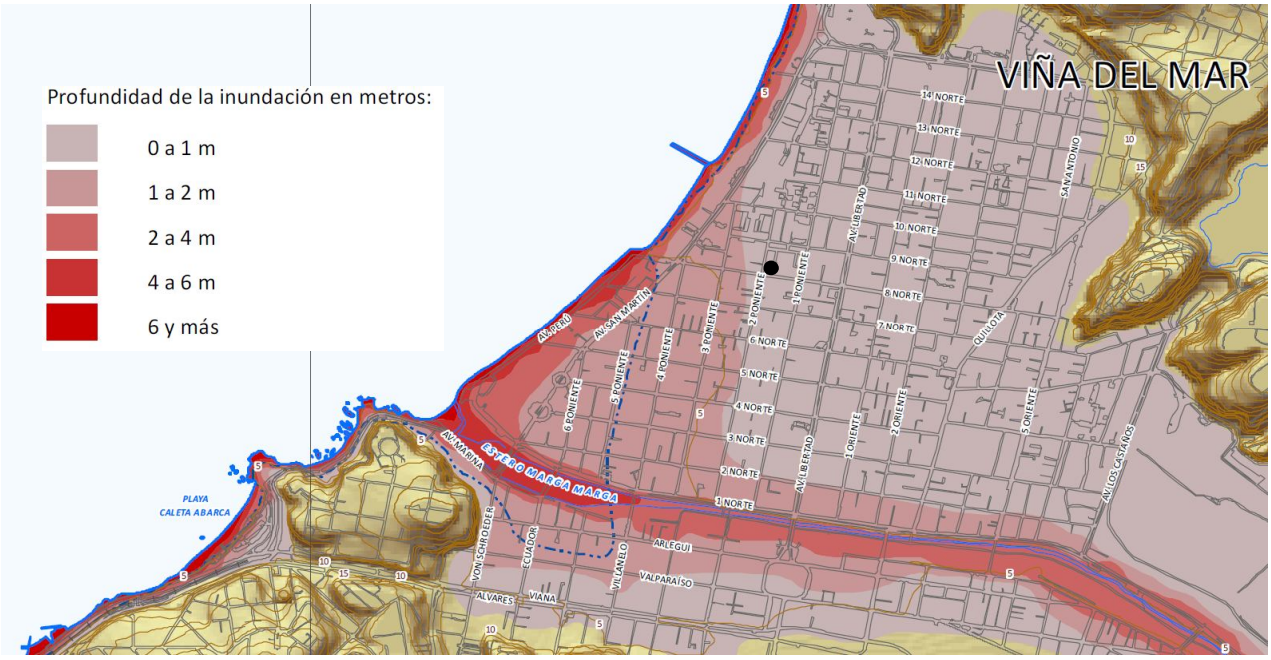


ILUSTRACIÓN 4-1: PROFUNDIDADES DE INUNDACIÓN EN VIÑA DEL MAR (SHOA, 2013) Y EMPLAZAMIENTO DE EDIFICIO

Dado que la edificación se encuentra emplazada dentro de la zona 1 (ver ilustración 4-1), pero muy cercana a la zona 2 de la tabla 4-1, se considerará evaluar las solicitaciones para profundidades medias de inundación de h_1=1.0 [m], h_2=2.0 [m] y h_3= 2.5 [m] (esta altura equivale a considerar el primer nivel de nuestra estructura bajo el nivel de agua).

Con estas consideraciones, se realizará la evaluación de los estados de carga descritos en la NCh3363Of.2015.

4.1 FUERZAS DE DISEÑO

Dado que las fuerzas de diseño F_i involucradas en este estudio están relacionadas con la profundidad de inundación provocada por el tsunami definido previamente, es importante tener en cuenta que los criterios utilizados para su obtención están relacionados con las variables de la imagen siguiente:

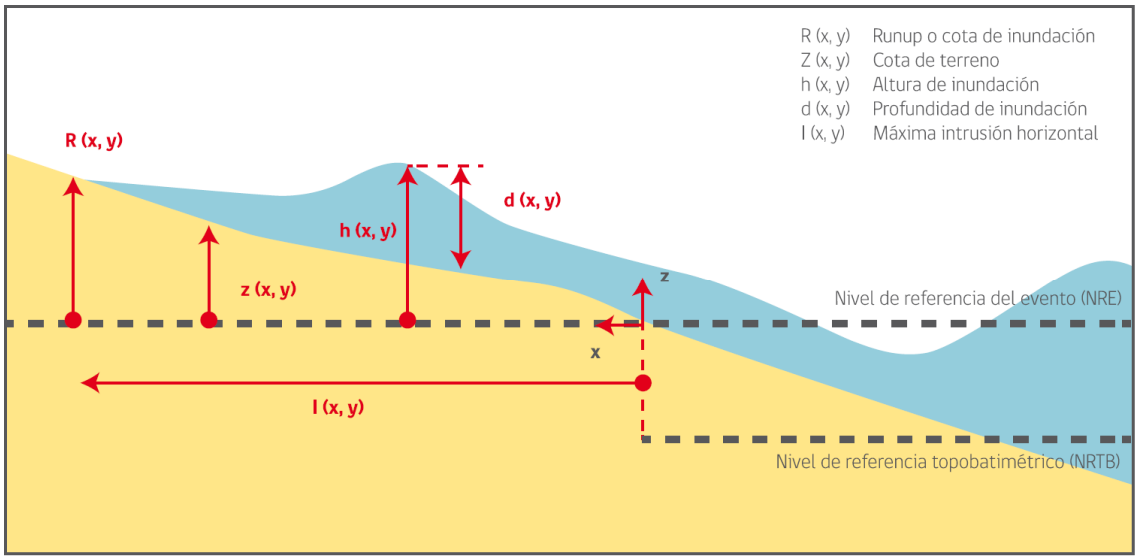


ILUSTRACIÓN 4-2: VARIABLES ASOCIADAS A LA PROFUNDIDAD DE AGUA

Las que en este caso equivalen a:

- ✓ R : Runup o cota de inundación. Corresponde a la diferencia entre la cota del punto de máxima intrusión horizontal alcanzado por el tsunami y el nivel de referencia vertical relevante al tsunami (NRE).
- ✓ z : Cota de terreno. Corresponde a la elevación del terreno, referida al NRE.
- ✓ d : Profundidad de la inundación frente a la estructura. Se consideró el valor publicado por la carta de inundación publicada por el SHOA.
- ✓ h : Altura de inundación. Se consideró como h = 1,0 * R.

Las fuerzas que actuará sobre la estructura, vienen dada por el siguiente criterio geométrico del edificio en estudio (análisis global):

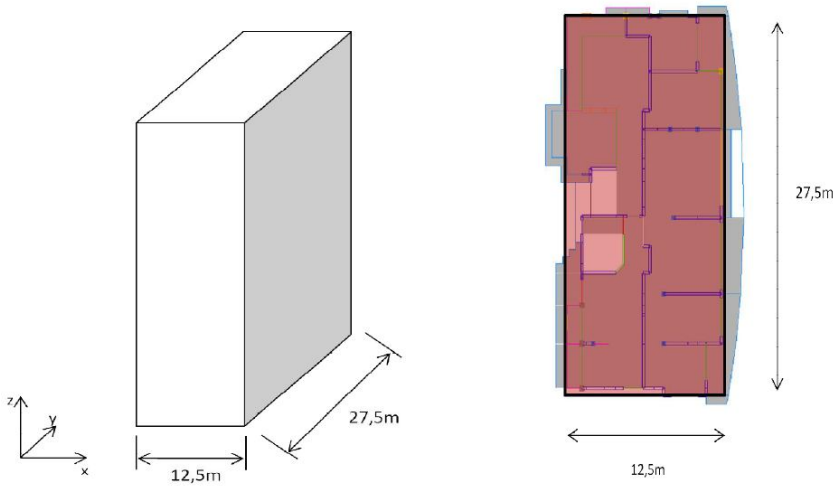


ILUSTRACIÓN 4-3: EDIFICIO ACTUANDO COMO CUERPO RIGIDO FRENTE A CARGAS POR TSUNAMI

De acuerdo a este criterio se calcularán las solicitaciones inducidas por el tsunami sobre la estructura según la NCh3363. En el detalle, se mostrarán los valores obtenidos de acuerdo a la carta inundación SHOA con profundidad h_1=1.0 [m] y posteriormente se indicarán los cuadros resumen para las alturas h_2=2.0 [m] y h_3=2.5 [m].

4.1.1 FUERZA HIDROSTÁTICA

Corresponde a una fuerza causada por un desequilibrio de presión debido a un diferencial de altura de agua en los lados opuestos de una estructura o elemento estructural:

Parcialmente sumergido:

$$F_h = \frac{1}{2}\gamma b d^2 \qquad \text{(EC. 4.1)}$$

Donde:

- ✓ γ : Peso específico del fluido incluyendo sedimento, equivale al producto de la densidad por la aceleración de gravedad. Su valor corresponde a 11722 [N/m^3].
- ✓ b : Ancho del elemento expuesto a la fuerza. Corresponde a las caras planas proyectadas de ambos lados del edificio.
- ✓ d : Profundidad de la inundación frente a la estructura. Se consideró el valor publicado por la carta de inundación publicada por el SHOA (Ref. [15] ver anexo F).

Para este caso, el valor de los parámetros y la fuerza actuante son los siguientes:

TABLA 4-2: FUERZA HIDROSTÁTICA

Dirección	γ [kg/m^3]	b [m]	d [m]	F_h [T]
X	1195	27.5	1.00	16
Y	1195	12.5	1.00	7

4.1.2 FUERZAS HIDRODINÁMICAS

Corresponden a fuerzas laterales debido a la presencia del fluido en movimiento alrededor de la estructura. Incluyen la fuerza de arrastre propiamente tal, fuerzas impulsivas debidas al impacto del frente de ola, y la fuerza de impacto de objetos flotante.

4.1.2.1 FUERZA DE ARRASTRE

Fuerza ejercida por un objeto causada por la velocidad del flujo:

$$F_d = \frac{1}{2}\,\rho\, C_d\, b\,(d\,u^2)max \qquad \text{(EC. 4.2)}$$

$$(d\,u^2)_{max} = gR^2\,(0.125 - 0.235\,z/R + 0.11(z/R)^2 \qquad \text{(EC. 4.3)}$$

Donde:

- ✓ ρ : Densidad del fluido, incluyendo sedimento.
- ✓ R : Runup o cota de inundación. Corresponde a la diferencia entre la cota del punto de máxima intrusión horizontal alcanzado por el tsunami y el nivel de referencia vertical relevante al tsunami NRE.
- ✓ z : Cota de terreno. Corresponde a la elevación del terreno, referida al NRE.
- ✓ u : Velocidad del flujo en las inmediaciones de la estructura
- ✓ C_d : Coeficiente de arrastre hidrodinámico. Este caso C_d =2 - Ver anexo G.

TABLA 4-3: FUERZA DE ARRASTRE

Dirección	ρ [kg/m^3]	C_d	R [m]	b [m]	z [m]	$(du^2)_{max}$	F_d [T]
X	1200	2	1.00	27.5	0.0	1.23	40
Y	1200	2	1.00	12.5	0.0	1.23	18

4.1.2.2 FUERZA DE IMPACTO DEL FRENTE DE OLAS

Fuerza ejercida sobre una estructura causada por un frente de agua que choca contra ésta:

$$F_I = 1.5\, F_d \qquad \text{(EC. 4.4)}$$

Donde:

- ✓ F_d : Fuerza de arrastre (Ver punto 4.1.2.1).

TABLA 4-4: FUERZA DE IMPACTO DEL FRENTE DE OLAS

Dirección	F_I [T]
X	61
Y	28

4.1.2.3 FUERZA DE IMPACTO DE OBJETOS FLOTANTES

Fuerza ejercida sobre una estructura causada por escombros tales como madera flotante, pequeñas embarcaciones, partes de edificaciones, etc. al chocar con ésta. Esta fuerza actúa en forma local en el elemento expuesto y por tratarse de una carga única concentrada, actúa horizontalmente al nivel de la cota de inundación o en cualquier punto debajo de ella.

Se cuantifica como una fuerza de impacto producida por escombros de 500 kg de masa que viajan a la velocidad del agua y actúa sobre una superficie de 0,1 [m^2] de la cara de la estructura, donde se asume se produce el impacto.

$$F_{IF} = 500\,(\frac{Ub}{\Delta t}) \qquad \text{(EC. 4.5)}$$

Donde:

- ✓ U_b : Dado que se trata de una fuerza de impacto, corresponde a la velocidad que posee el cuerpo arrastrado por el agua antes de pasar a cero. Para este caso, se consideró un valor de:

$$U_b = \sqrt{gd} \qquad \text{(EC. 4.6)}$$

- ✓ Δt : intervalo de tiempo durante el cual ocurre el impacto; que para el caso de estructuras de hormigón armado se recomienda usar Δt = 0,1 [s] (ref. [6]).

TABLA 4-5: FUERZA DE IMPACTO DE OBJETOS FLOTANTES

d [m]	U_b [m/s]	Δt [m]	F_{IF} [T]
2	3.1	0.1	16

4.1.2.4 FUERZA DE APILAMIENTO POR OBJETOS FLOTANTES

La acumulación de objetos flotantes puede inducir una sobrecarga sobre los elementos estructurales, la cual se estima como una modificación de la fuerza arrastre, a considerar:

$$F_{dd} = \frac{1}{2}\, \rho\, C_d\, B_d\, (d\, u^2\,)max \qquad \text{(EC. 4.7)}$$

Donde:

- ✓ ρ : Densidad del fluido, incluyendo sedimento.
- ✓ B_d : Ancho mínimo de acumulación $B_d \geq 1{,}5\ b$ [m]

TABLA 4-6: FUERZA DE APILAMIENTO DE OBJETOS FLOTANTES

Dirección	ρ [kg/m^3]	C_d	R [m]	B [m]	z [m]	$(du^2)_{max}$	F_{dd} [T]
X	1200	2	1.00	41.25	0.00	1.23	61
Y	1200	2	1.00	18.75	0.00	1.23	28

Resumen de fuerzas asociadas a cargas de tsunami para las diferentes alturas:

TABLA 4-7: COMBINACIONES DE ESTADOS DE CARGA SOLICITACION POR TSUNAMI PARA H=1.00 [M].

Nombre Solicitación	F	Fx [T]	Fy [T]
Fuerza Hidrostática	F_H	16	7
Fuerza de Arrastre	F_D	40	18
Fuerza del impacto del frente de olas	F_I	61	28
Fuerza de impacto de objetos flotantes	F_{IF}	16	16
Fuerza de apilamiento de objetos flotantes	F_{dd}	61	28

TABLA 4-8: COMBINACIONES DE ESTADOS DE CARGA SOLICITACION POR TSUNAMI PARA H=2.00 [M].

Nombre Solicitación	F	Fx [T]	Fy [T]
Fuerza Hidrostática	F_H	66	30
Fuerza de Arrastre	F_D	162	74
Fuerza del impacto del frente de olas	F_I	243	110
Fuerza de impacto de objetos flotantes	F_{IF}	22	22
Fuerza de apilamiento de objetos flotantes	F_{dd}	243	110

TABLA 4-9: COMBINACIONES DE ESTADOS DE CARGA SOLICITACION POR TSUNAMI PARA H=2.50 [M].

Nombre Solicitación	F	Fx [T]	Fy [T]
Fuerza Hidrostática	F_H	106	48
Fuerza de Arrastre	F_D	261	119
Fuerza del impacto del frente de olas	F_I	392	178
Fuerza de impacto de objetos flotantes	F_{IF}	25	25
Fuerza de apilamiento de objetos flotantes	F_{dd}	392	178

4.2 COMBINACIÓN DE CARGAS HIDRODINÁMICAS

Además de las solicitaciones de hidrostáticas que corresponda, se debe considerar dos estados de carga hidrodinámicas:

4.2.1 IMPACTO INICIAL

Incluye las fuerzas laterales debido al arribo de la ola; el impacto del frente de ola F_{IF}, el impacto de objetos flotantes F_I, cada una actuando en forma puntual en sus respectivos puntos de aplicación.

$$COMB1 = F_h + F_{IF} + F_I \qquad \text{(EC. 4.8)}$$

4.2.2 POST IMPACTO

Incluye las fuerzas debidas al flujo alrededor de la estructura: la fuerza hidrodinámica del arrastre F_d; el impacto de objetos flotantes F_I, y de apilamiento de objetos flotantes F_{dd}, casa una actuando en sus respectivos puntos de aplicación:

$$COMB2 = F_h + F_d + F_I + F_{dd} \qquad \text{(EC. 4.9)}$$

A continuación, una tabla con el resumen de las fuerzas asociadas al tsunami, con las combinaciones de carga descritas en la NCh3363Of.2015 (Ref. [6]).

TABLA 4-10: CUADRO RESUMEN COMBINACIONES DE ESTADOS DE CARGA - SOLICITACION POR TSUNAMI.

ALTURA	COMBINACION	Fx	Fy
[m]		[T]	[T]
1.00	COMB 1= $F_H + F_{IF} + F_I$	93	51
	COMB 2= $F_H + F_D + F_I + F_{dd}$	178	81
2.00	COMB 1= $F_H + F_{IF} + F_I$	331	162
	COMB 2= $F_H + F_D + F_I + F_{dd}$	713	324
2.54	COMB 1= $F_H + F_{IF} + F_I$	523	251
	COMB 2= $F_H + F_D + F_I + F_{dd}$	1150	523

Capítulo 5. DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD LATERAL DEL EDIFICIO

Debido a que la capacidad lateral de la estructura determinada en el capítulo 3 obedece a una solicitación distribuida en la altura global del edificio, y dado que la acción del tsunami llega sólo a una altura parcial de éste (entre 1.0 [m] y 2.54 [m]), es que se calculará la capacidad del edificio asociada a esta nueva distribución de fuerzas.

5.1 CAPACIDAD DE CORTE DE LA ESTRUCTURA

Dado que el edificio no presenta daños de consideración producto de la demanda sísmica de acuerdo al análisis realizado previamente, la capacidad nominal de corte del edifico se determinará considerando el aporte de las capacidades individuales de cada elemento, para ambas direcciones de análisis. La resistencia al corte según el cap. 21 del ACI 318 (Ref.[1]), en su artículo 21.9.4., V_n, no debe exceder el valor:

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \, \lambda \sqrt{f_c'} + \rho_t \, f_y) \qquad \text{(EC. 5.1)}$$

Donde:

- ✓ cv : Área bruta de la sección de concreto limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza de cortante considerada.
- ✓ λ : Factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, relativa a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión; para nuestro caso = 1.
- ✓ ρ_t : Cuantía del área de refuerzo transversal distribuido al área bruta del concreto de una sección perpendicular a este refuerzo.
- ✓ f_y : Resistencia especificada a la fluencia del acero de refuerzo.

De acuerdo a esto, se obtienen los cortes nominales de cada elemento (ver anexo H), los que suman en ambas direcciones los valores que se muestran en la siguiente tabla:

TABLA 5-1: VALORES TOTALES DE CORTE NOMINAL EN CADA DIRECCIÓN DE ANÁLISIS.

Orientación	Cortes Nominales
Dirección X	$\sum V_{nx} = 1695\ Ton$
Dirección Y	$\sum V_{ny} = 2239\ Ton$

Estos valores se deberán comparar con la demanda del tsunami indicada en el capítulo anterior.

En la siguiente tabla se muestra los valores de corte nominal del aporte de la totalidad de los muros de hormigón armado actuando en ambas direcciones de análisis, comparados con las solicitaciones del tsunami de acuerdo a las combinaciones de carga descritas en la NCh3363.

TABLA 5-2: VALORES DE DEMANDA RESPECTO A CAPACIDAD NOMINAL.

Capacidades nominales	V_n	Altura Agua	Demanda Tsunami [T]		Demanda %	
[T]	[T]	[m]	Comb 1	Comb 2	Comb 1	Comb 2
Dirección X	1695	H=1.00	51	81	3%	5%
Dirección Y	2239		93	178	4%	8%
Dirección X	1695	H=2.00	162	324	10%	19%
Dirección Y	2239		331	713	15%	32%
Dirección X	1695	H=2.54	251	523	15%	31%
Dirección Y	2239		523	1150	23%	51%

Se puede visualizar que la capacidad de la estructura es mayor a la solicitación lateral impuesta por el tsunami. Por lo que el edificio no debería tener problemas para disipar esta demanda a nivel global.

5.2 CAPACIDAD A FLEXIÓN DE LA ESTRUCTURA

En líneas generales, se puede plantear la hipótesis que la capacidad a la flexión de la estructura estará determinada por la relación momento-curvatura de sus muros principales. Esta relación a su vez, estará condicionada por nivel de carga axial de cada elemento. Las combinaciones de momento y carga axial estarán determinadas por su diagrama de interacción y podrá ser asociado a cada nivel de curvatura. A continuación se presenta una ilustración con los muros principales considerados para esta evaluación:

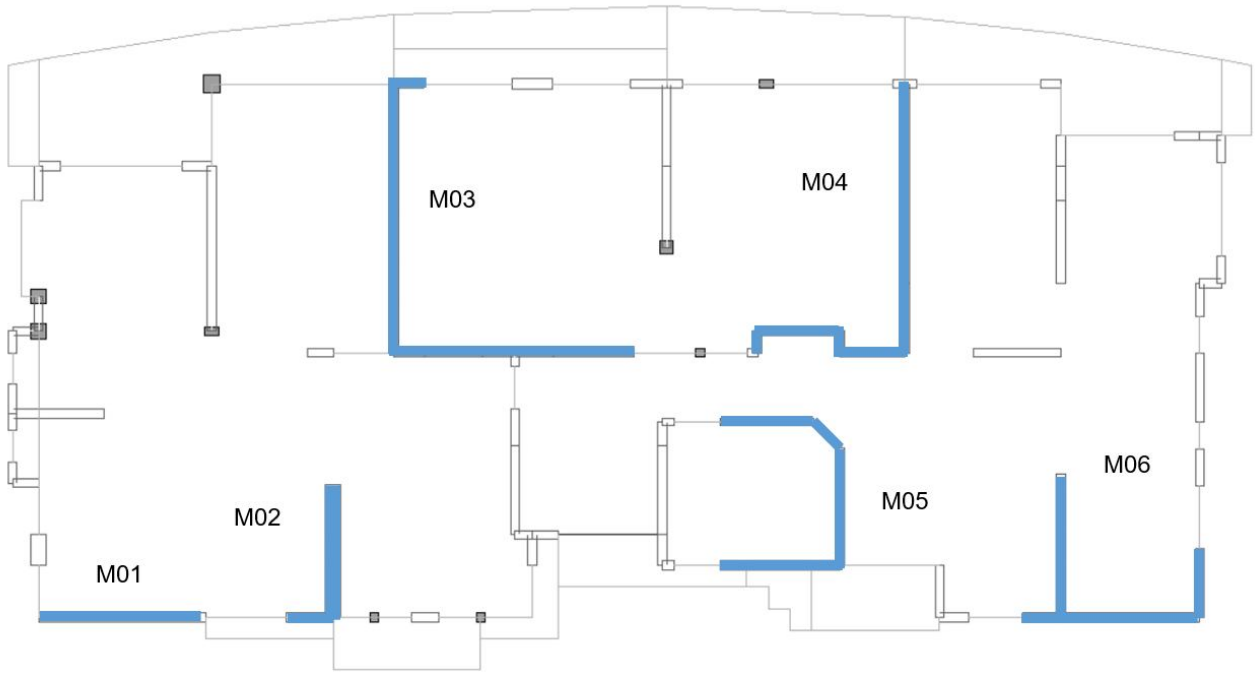


ILUSTRACIÓN 5-1: PLANTA DE MUROS PRINCIPALES

Se considera que la carga axial que actuará sobre los elementos corresponde a la carga gravitacional del edificio, es decir, Peso propio + Sobrecarga, sin factores de mayoración. Para ello, el programa descarga automáticamente este valor asociado a las áreas aportantes de cada uno de ellos.

De esta manera, los valores de carga axial para cada uno de ellos corresponde a:

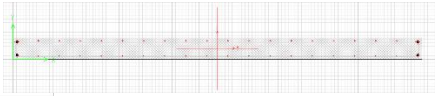
TABLA 5-3: ESFUERZOS AXIALES PARA MUROS (PP+SC)

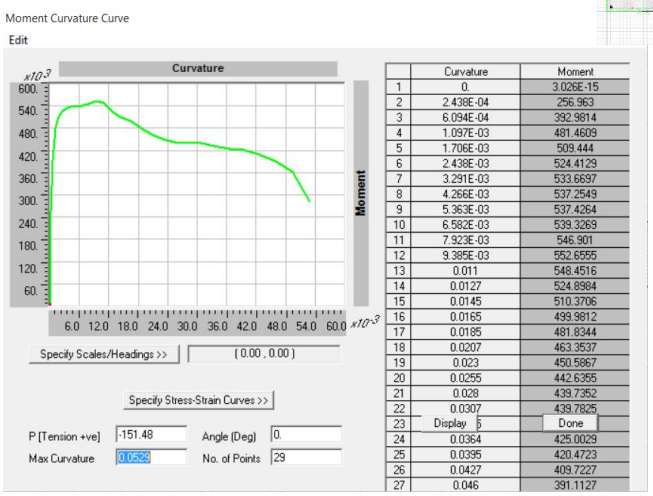
PISO	Pier	Combinación	Loc	P
				[T]
P1	M01	PP+SC	Bottom	151.48
P1	M02	PP+SC	Bottom	255.1
P1	M03	PP+SC	Bottom	601.93
P1	M04	PP+SC	Bottom	486.36
P1	M05	PP+SC	Bottom	247.74
P1	M06	PP+SC	Bottom	258.33

Con estos valores, se podrán calcular los diagramas de momento curvatura para cada elemento. Con estos diagramas se podrá verificar curvatura provocada por la demanda y evaluar comportamiento de la edificación. A continuación se presentan los diagramas para cada muro:

<u>Muro 01:</u>

Dirección X – Corresponde a la dirección principal del muro





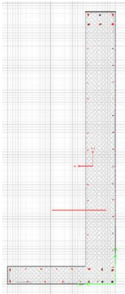
	Curvature	Moment
1	0.	3.026E-15
2	2.438E-04	256.963
3	6.094E-04	392.9814
4	1.097E-03	481.4609
5	1.706E-03	509.444
6	2.438E-03	524.4129
7	3.291E-03	533.6697
8	4.266E-03	537.2549
9	5.363E-03	537.4264
10	6.582E-03	539.3269
11	7.923E-03	546.901
12	9.385E-03	552.6555
13	0.011	548.4516
14	0.0127	524.8984
15	0.0145	510.3706
16	0.0165	499.9812
17	0.0185	481.8344
18	0.0207	463.3537
19	0.023	450.5867
20	0.0255	442.6355
21	0.028	439.7352
22	0.0307	439.7825
23		
24	0.0364	425.0029
25	0.0395	420.4723
26	0.0427	409.7227
27	0.046	391.1127

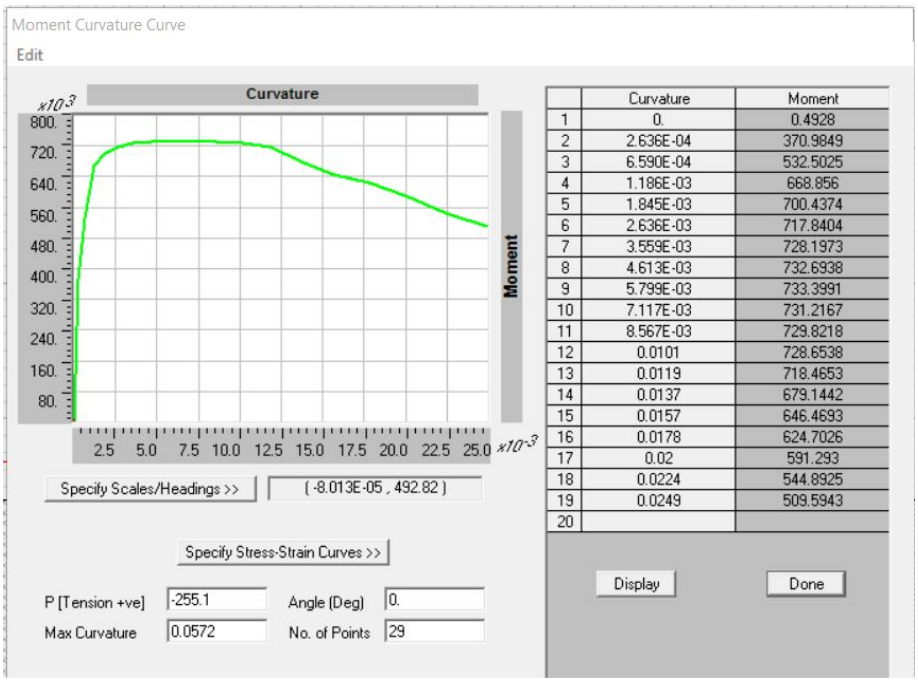
Dirección Y

	Curvature	Moment
1	0.	2.626E-15
2	2.438E-04	1.5004
3	6.094E-04	3.7509
4	1.097E-03	6.457
5	1.706E-03	8.3664
6	2.438E-03	9.8133
7	3.291E-03	11.0547
8	4.266E-03	12.2136
9	5.363E-03	13.3378
10	6.582E-03	14.4563
11	7.923E-03	15.6095
12	9.385E-03	16.819
13	0.011	18.0971
14	0.0127	19.4514
15	0.0145	20.8802
16	0.0165	22.3681
17	0.0185	23.6723
18	0.0207	23.9951
19	0.023	24.162
20	0.0255	24.3154
21	0.028	24.4518
22	0.0307	24.5736
23		
24	0.0364	24.7871
25	0.0395	24.8834
26	0.0427	24.9726
27	0.046	25.0536

Muro 02:

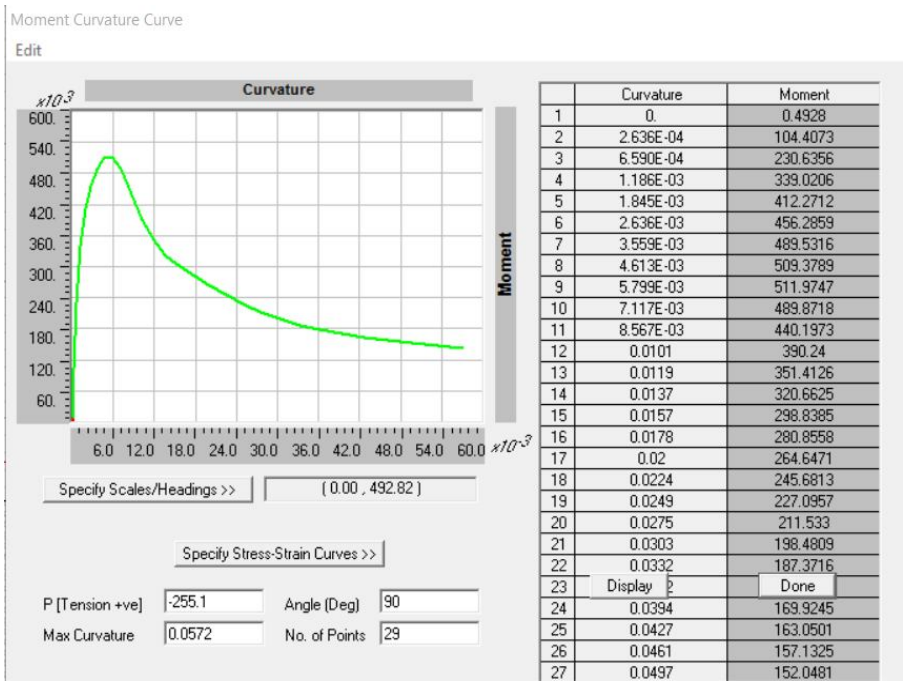
Dirección X





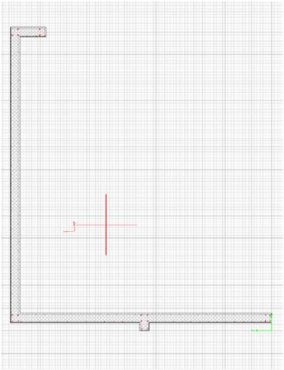
	Curvature	Moment
1	0.	0.4928
2	2.636E-04	370.9849
3	6.590E-04	532.5025
4	1.186E-03	668.856
5	1.845E-03	700.4374
6	2.636E-03	717.8404
7	3.559E-03	728.1973
8	4.613E-03	732.6938
9	5.799E-03	733.3991
10	7.117E-03	731.2167
11	8.567E-03	729.8218
12	0.0101	728.6538
13	0.0119	718.4653
14	0.0137	679.1442
15	0.0157	646.4693
16	0.0178	624.7026
17	0.02	591.293
18	0.0224	544.8925
19	0.0249	509.5943
20		

Dirección Y – Corresponde a la dirección principal del muro



	Curvature	Moment
1	0.	0.4928
2	2.636E-04	104.4073
3	6.590E-04	230.6356
4	1.186E-03	339.0206
5	1.845E-03	412.2712
6	2.636E-03	456.2859
7	3.559E-03	489.5316
8	4.613E-03	509.3789
9	5.799E-03	511.9747
10	7.117E-03	489.8718
11	8.567E-03	440.1973
12	0.0101	390.24
13	0.0119	351.4126
14	0.0137	320.6625
15	0.0157	298.8385
16	0.0178	280.8558
17	0.02	264.6471
18	0.0224	245.6813
19	0.0249	227.0957
20	0.0275	211.533
21	0.0303	198.4809
22	0.0332	187.3716
23		
24	0.0394	169.9245
25	0.0427	163.0501
26	0.0461	157.1325
27	0.0497	152.0481

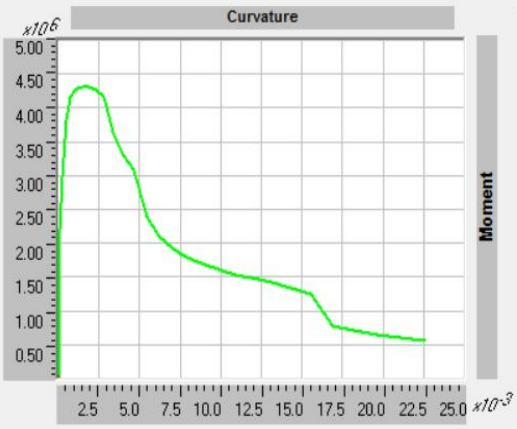
Muro 03:



Dirección X

Moment Curvature Curve

Edit



Specify Scales/Headings >> (-8.013E-05 , 5366.41)

Specify Stress-Strain Curves >>

P [Tension +ve] -601.93 Angle (Deg) 0.

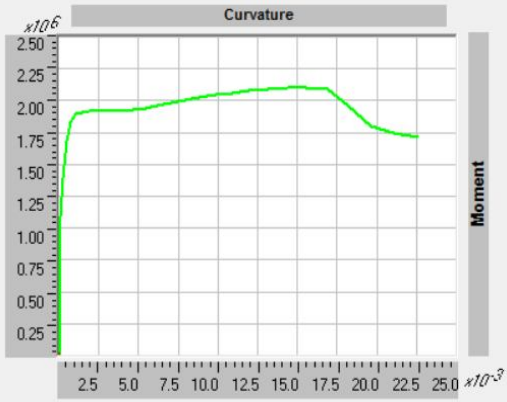
Max Curvature 0.0226 No. of Points 29

	Curvature	Moment
1	0.	5.3664
2	1.041E-04	2201.6311
3	2.604E-04	2977.9756
4	4.687E-04	3819.0177
5	7.290E-04	4160.0888
6	1.041E-03	4262.1314
7	1.406E-03	4308.4553
8	1.823E-03	4299.6525
9	2.291E-03	4258.9751
10	2.812E-03	4166.2982
11	3.385E-03	3645.8292
12	4.010E-03	3297.0005
13	4.687E-03	3076.5922
14	5.416E-03	2402.9198
15	6.197E-03	2104.4274
16	7.030E-03	1914.0777
17	7.915E-03	1793.9098
18	8.853E-03	1702.0054
19	9.842E-03	1614.0267
20	0.0109	1540.8828
21	0.012	1479.0468
22	0.0131	1423.2411
23	Display	Done
24	0.0156	1244.7021
25	0.0169	784.506
26	0.0182	713.3441
27	0.0196	652.0846

Dirección Y

Moment Curvature Curve

Edit



Specify Scales/Headings >> (-8.013E-05 , 5366.41)

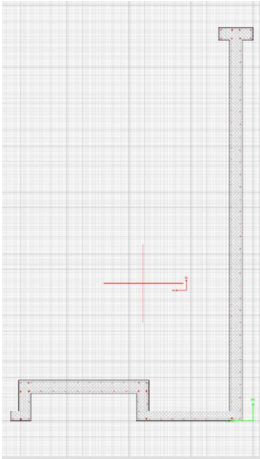
Specify Stress-Strain Curves >>

P [Tension +ve] -601.93 Angle (Deg) 90

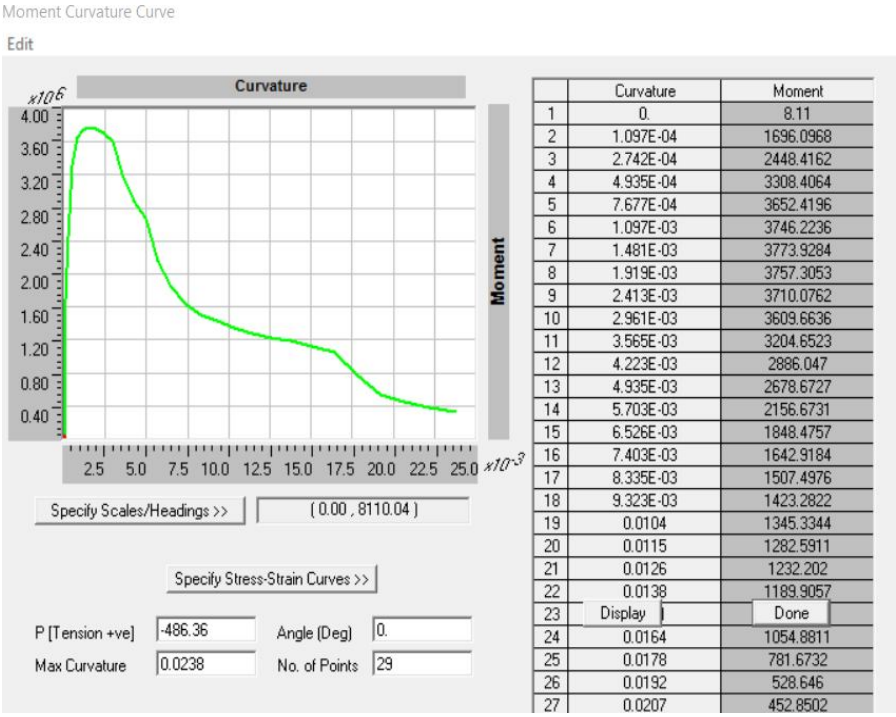
Max Curvature 0.0226 No. of Points 29

	Curvature	Moment
1	0.	5.3664
2	1.041E-04	1084.3624
3	2.604E-04	1386.8579
4	4.687E-04	1677.0343
5	7.290E-04	1830.2207
6	1.041E-03	1892.4154
7	1.406E-03	1909.9797
8	1.823E-03	1918.209
9	2.291E-03	1921.24
10	2.812E-03	1921.0837
11	3.385E-03	1918.2838
12	4.010E-03	1919.1558
13	4.687E-03	1928.932
14	5.416E-03	1943.5334
15	6.197E-03	1960.3259
16	7.030E-03	1978.755
17	7.915E-03	2001.4592
18	8.853E-03	2027.2035
19	9.842E-03	2047.6005
20	0.0109	2063.1486
21	0.012	2077.2066
22	0.0131	2090.1115
23	Display	Done
24	0.0156	2099.0975
25	0.0169	2085.3677
26	0.0182	1960.0682
27	0.0196	1796.0419

Muro 04:

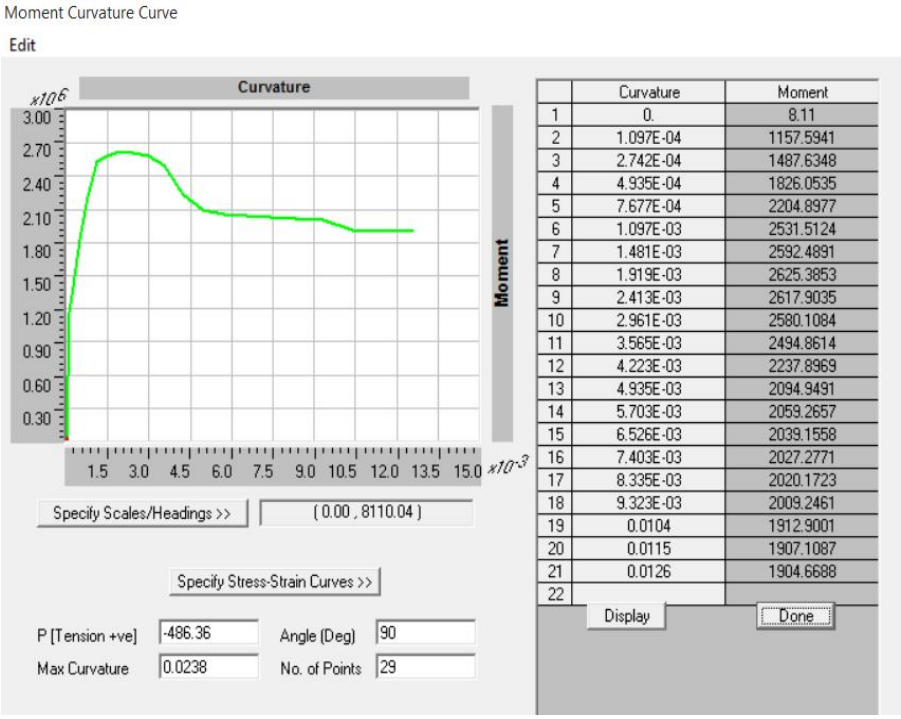


Dirección X



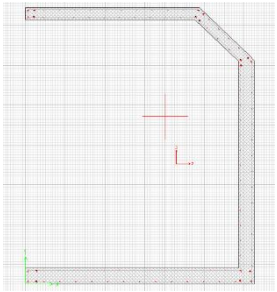
	Curvature	Moment
1	0.	8.11
2	1.097E-04	1696.0968
3	2.742E-04	2448.4162
4	4.935E-04	3308.4064
5	7.677E-04	3652.4196
6	1.097E-03	3746.2236
7	1.481E-03	3773.9284
8	1.919E-03	3757.3053
9	2.413E-03	3710.0762
10	2.961E-03	3609.6636
11	3.565E-03	3204.6523
12	4.223E-03	2886.047
13	4.935E-03	2678.6727
14	5.703E-03	2156.6731
15	6.526E-03	1848.4757
16	7.403E-03	1642.9184
17	8.335E-03	1507.4976
18	9.323E-03	1423.2822
19	0.0104	1345.3344
20	0.0115	1282.5911
21	0.0126	1232.202
22	0.0138	1189.9057
23		
24	0.0164	1054.8811
25	0.0178	781.6732
26	0.0192	528.646
27	0.0207	452.8502

Dirección Y



	Curvature	Moment
1	0.	8.11
2	1.097E-04	1157.5941
3	2.742E-04	1487.6348
4	4.935E-04	1826.0535
5	7.677E-04	2204.8977
6	1.097E-03	2531.5124
7	1.481E-03	2592.4891
8	1.919E-03	2625.3853
9	2.413E-03	2617.9035
10	2.961E-03	2580.1084
11	3.565E-03	2494.8614
12	4.223E-03	2237.8969
13	4.935E-03	2094.9491
14	5.703E-03	2059.2657
15	6.526E-03	2039.1558
16	7.403E-03	2027.2771
17	8.335E-03	2020.1723
18	9.323E-03	2009.2461
19	0.0104	1912.9001
20	0.0115	1907.1087
21	0.0126	1904.6688
22		

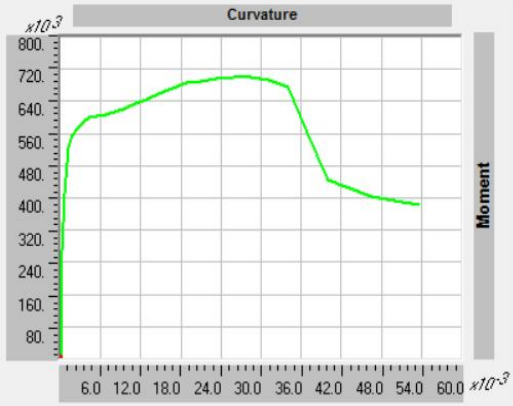
Muro 05:



Dirección X

Moment Curvature Curve

Edit



Specify Scales/Headings >> (0.00 , 3313.00)

Specify Stress-Strain Curves >>

P [Tension +ve] -247.74 Angle (Deg) 0

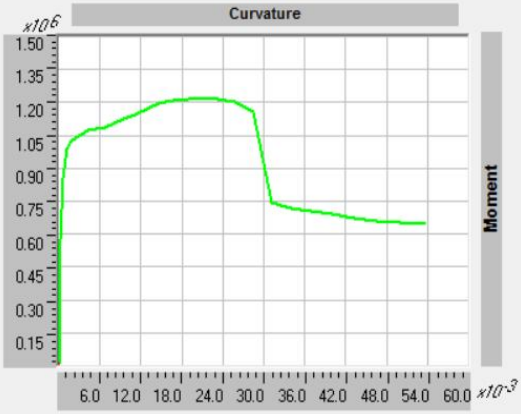
Max Curvature 0.0536 No. of Points 29

	Curvature	Moment
1	0.	3.313
2	2.470E-04	269.971
3	6.175E-04	409.5147
4	1.112E-03	525.3221
5	1.729E-03	554.9648
6	2.470E-03	572.2077
7	3.335E-03	586.6275
8	4.323E-03	598.7633
9	5.434E-03	603.7832
10	6.669E-03	607.3461
11	8.028E-03	612.146
12	9.510E-03	621.8448
13	0.0111	632.8593
14	0.0128	644.6548
15	0.0147	657.5242
16	0.0167	671.3089
17	0.0188	684.9097
18	0.021	690.6873
19	0.0233	694.973
20	0.0258	698.3081
21	0.0284	701.0885
22	0.0311	693.6342
23	Display	Done
24	0.0369	562.8886
25	0.04	446.3596
26	0.0432	423.5934
27	0.0466	403.0691

Dirección Y

Moment Curvature Curve

Edit



Specify Scales/Headings >> (-1.923E-04 , 3313.00)

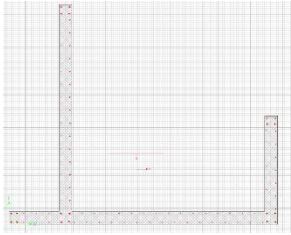
Specify Stress-Strain Curves >>

P [Tension +ve] -247.74 Angle (Deg) 90

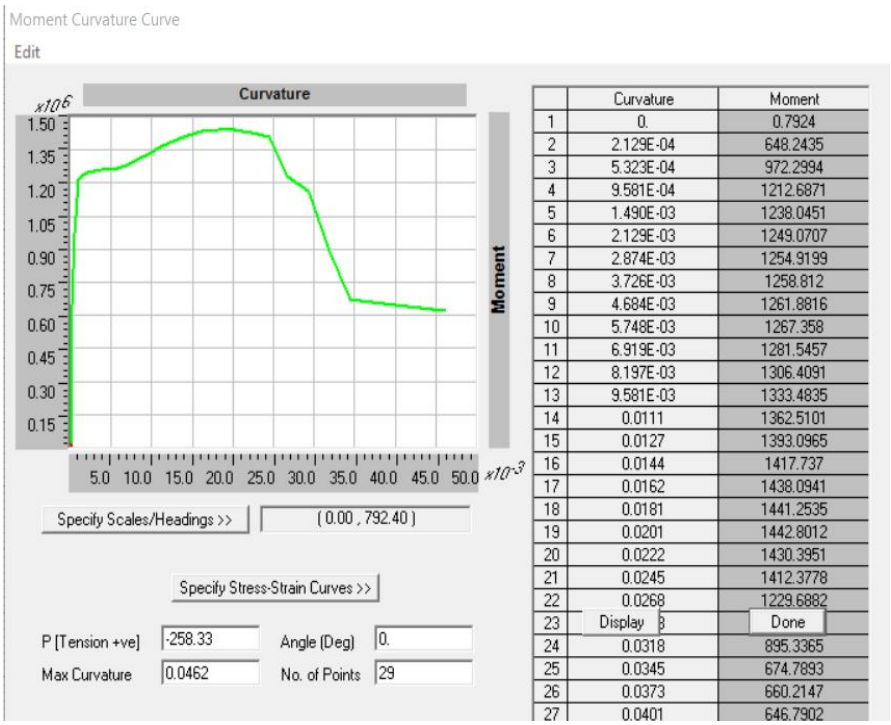
Max Curvature 0.0536 No. of Points 29

	Curvature	Moment
1	0.	3.313
2	2.470E-04	574.9287
3	6.175E-04	850.8755
4	1.112E-03	989.1453
5	1.729E-03	1019.9997
6	2.470E-03	1039.8252
7	3.335E-03	1056.1338
8	4.323E-03	1070.4569
9	5.434E-03	1076.9995
10	6.669E-03	1085.3119
11	8.028E-03	1103.8298
12	9.510E-03	1124.1911
13	0.0111	1146.1874
14	0.0128	1169.9418
15	0.0147	1195.3302
16	0.0167	1208.2357
17	0.0188	1212.5708
18	0.021	1215.9458
19	0.0233	1218.6639
20	0.0258	1200.0278
21	0.0284	1158.6989
22	0.0311	745.093
23	Display	Done
24	0.0369	703.9214
25	0.04	689.1386
26	0.0432	675.4474
27	0.0466	662.6125

Muro 06:

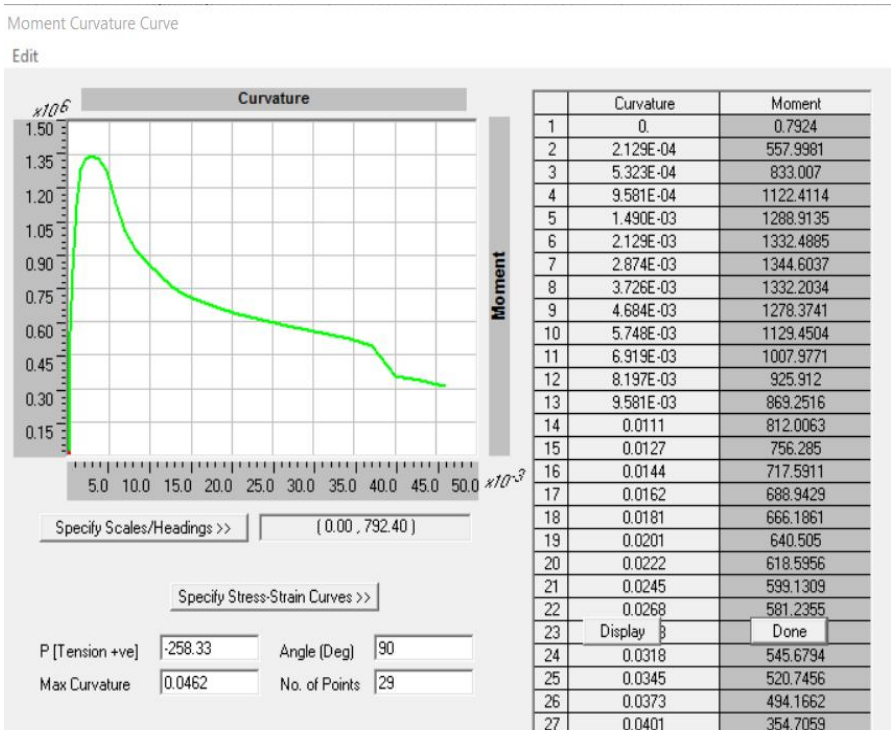


Dirección X



	Curvature	Moment
1	0.	0.7924
2	2.129E-04	648.2435
3	5.323E-04	972.2994
4	9.581E-04	1212.6871
5	1.490E-03	1238.0451
6	2.129E-03	1249.0707
7	2.874E-03	1254.9199
8	3.726E-03	1258.812
9	4.684E-03	1261.8816
10	5.748E-03	1267.358
11	6.919E-03	1281.5457
12	8.197E-03	1306.4091
13	9.581E-03	1333.4835
14	0.0111	1362.5101
15	0.0127	1393.0965
16	0.0144	1417.737
17	0.0162	1438.0941
18	0.0181	1441.2535
19	0.0201	1442.8012
20	0.0222	1430.3951
21	0.0245	1412.3778
22	0.0268	1229.6882
23		
24	0.0318	895.3365
25	0.0345	674.7893
26	0.0373	660.2147
27	0.0401	646.7902

Dirección Y



	Curvature	Moment
1	0.	0.7924
2	2.129E-04	557.9981
3	5.323E-04	833.007
4	9.581E-04	1122.4114
5	1.490E-03	1288.9135
6	2.129E-03	1332.4885
7	2.874E-03	1344.6037
8	3.726E-03	1332.2034
9	4.684E-03	1278.3741
10	5.748E-03	1129.4504
11	6.919E-03	1007.9771
12	8.197E-03	925.912
13	9.581E-03	869.2516
14	0.0111	812.0063
15	0.0127	756.285
16	0.0144	717.5911
17	0.0162	688.9429
18	0.0181	666.1861
19	0.0201	640.505
20	0.0222	618.5956
21	0.0245	599.1309
22	0.0268	581.2355
23		
24	0.0318	545.6794
25	0.0345	520.7456
26	0.0373	494.1662
27	0.0401	354.7059

Por otra parte, si consideramos que las solicitaciones producto del tsunami tienen una resultante actuando a la mitad de altura de profundidad (d/2), y considerando que el muro esta empotrado en la base (como una viga en voladizo), se pueden estimar los momentos máximos asociados a estas combinaciones como:

$$M_{max} = \frac{F_i\ d}{2} \qquad \text{(EC. 5.2)}$$

Obteniéndose los siguientes valores:

TABLA 5-4: MOMENTOS POR SOLICITACIONES DE TSUNAMI

COMBINACION	F_i	d/2	$M_{máx.}$
	[T]	[m]	[T-m]
COMB 1	721	1.5	1082
COMB 2	1605	1.5	803

Comparando estos valores (demanda) con los valores de los diagramas de momento-curvatura (capacidad) de los muros principales, se puede verificar que su efecto sobre la estructura es despreciable.

Capítulo 6. ANÁLISIS DE FALLA LOCAL

Dentro de las posibles fallas que se pueden visualizar en una estructura, además de la falla global asociada al comportamiento integral de la estructura y que fue revisada en el capítulo anterior, existe la posibilidad de una falla local, asociada al comportamiento de alguno de sus componentes. Esta alteración parcial puede arrastrar a la edificación a un colapso progresivo, debido a una redistribución de esfuerzos entre los elementos, hasta inhabilitar globalmente la estructura. Es por esto que es importante revisar la capacidad resistente de estos elementos que están más expuestos a ser dañados al momento de ser solicitados.

Si orientamos esta capacidad resistente a las solicitaciones a las cuales estará sometida la estructura el momento de un tsunami, podemos destacar que la mayor fuerza actuante sobre un elemento corresponde a la carga de Impacto por Objetos flotantes o F_{IF}, y es un estado de carga independiente de la configuración geométrica del edificio y a su punto de aplicación. El valor de esta fuerza para este caso se estima en F_{IF} = 27 [T] y podrá ser aplicada en cualquier dirección y ubicación en la zona perimetral del edificio.

Los elementos perimetrales más sensibles por su geometría y que estarán expuestos a las solicitaciones del tsunami corresponden a columnas de borde que soportan vigas y losas de piso. Los elementos considerados son los mostrados a continuación:

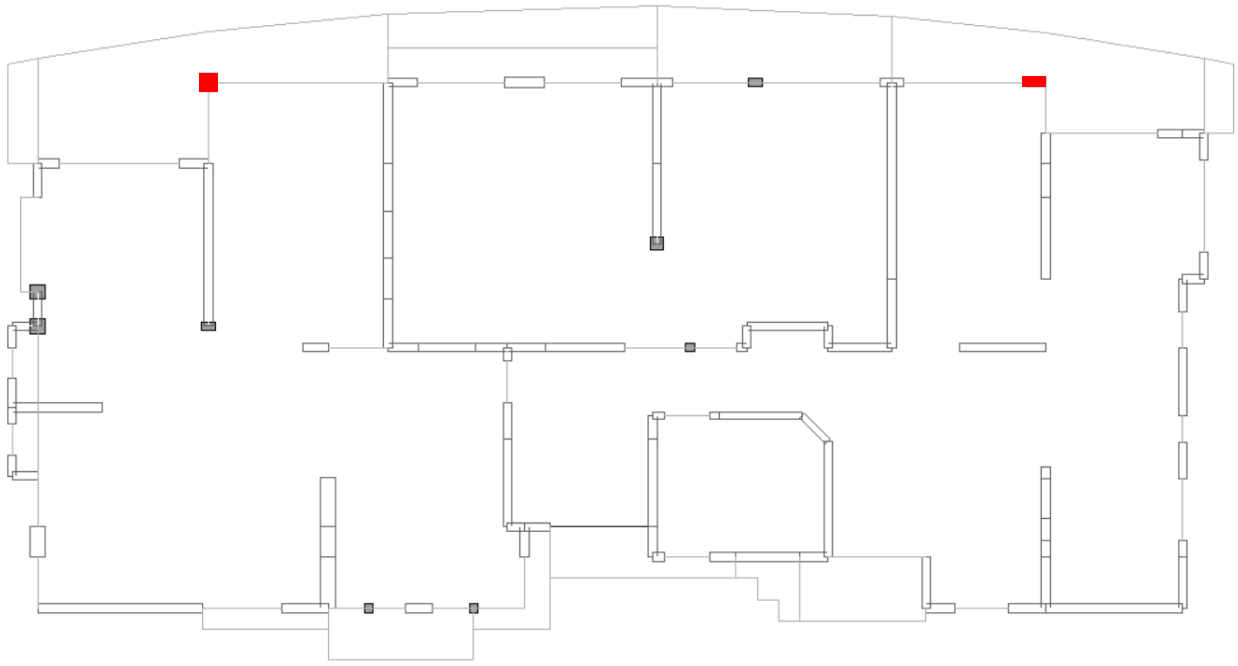
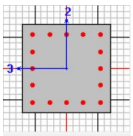
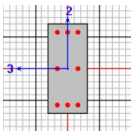


ILUSTRACIÓN 6-1: PLANTA DE ELEMENTOS CONSIDERADOS PARA ESTIMACION DE FALLA LOCAL

Las características de estos elementos son las siguientes:

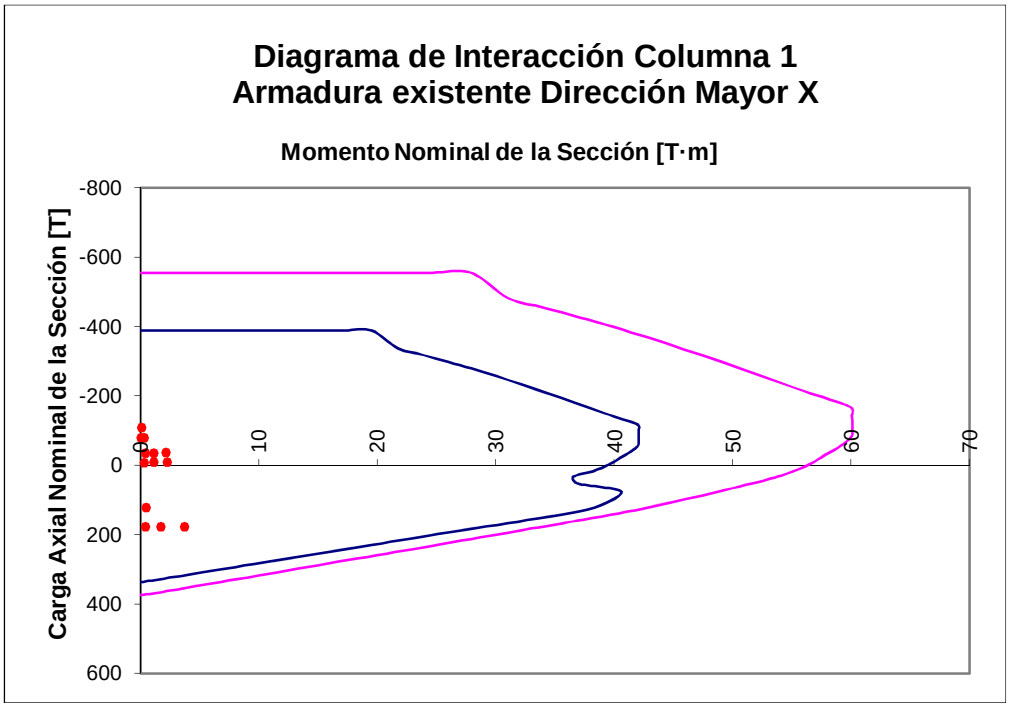
TABLA 6-1: CARACTERISTICAS ELEMENTOS EXPUESTOS A SOLICITACION LOCAL

Elemento	Ancho	Largo	A_s	A_v
	[cm]	[cm]		
COLUMNA 1 	40	40	16 ϕ 16	E + TR ϕ 10 @ 10
COLUMNA 2 	20	47	8 ϕ 16	E + TR ϕ 8 @ 10

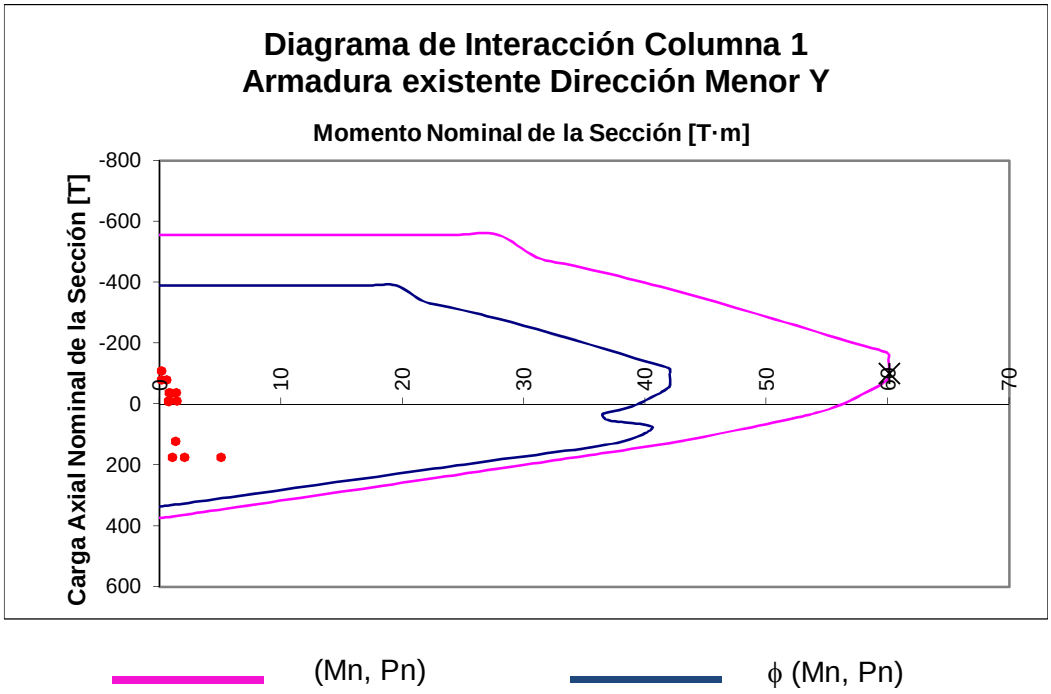
<u>Columna 1 (sección C40x40)</u>:

<u>Flexión</u>

Diagrama de interacción en X e Y (sección cuadrada y simétrica):

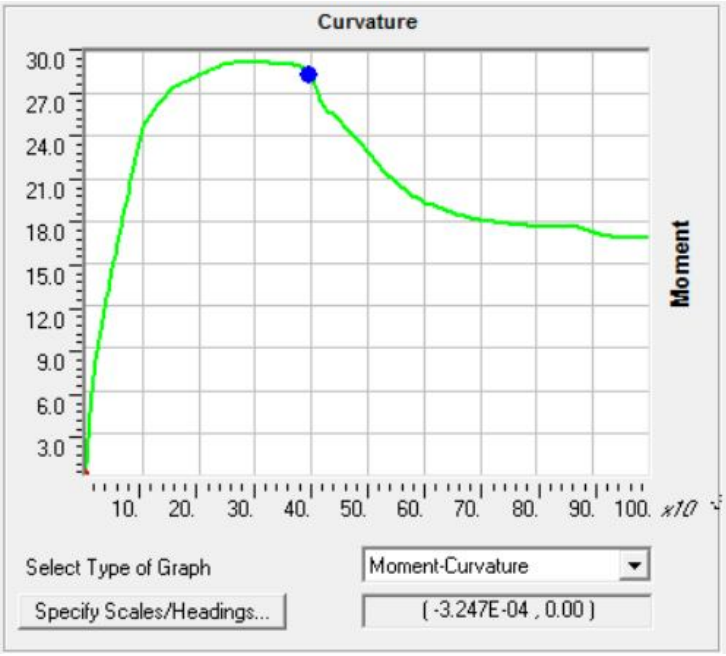


(Mn, Pn) ϕ (Mn, Pn)



(Mn, Pn) ϕ (Mn, Pn)

Diagrama de Momento-Curvatura:



Results For Exact-Integration

$\phi_{y(Initial)}$ = 0.0101
M_y = 24.6878
ϕ_{max} = 0.1
M_{max} = 16.7655
$\phi_{concrete}$ = 0.0398
$M_{concrete}$ = 28.3002
ϕ_{steel} = N/A
M_{steel} = N/A

En el caso de la columna 01, se puede considerar que esta esta empotrada arriba y abajo, por lo que el momento máximo producto del impacto ocurre cuando este es aplicado en el punto más desfavorable (mitad de la luz libre) y corresponde a:

$$M_{max} = \frac{F_i\ L}{8} \qquad \text{(EC. 6.1)}$$

Teniendo la carga de F_{IF} = 27 [T] y una luz de L=3 [m], se obtiene:

M_{max} = 10.1 [T-m] (demanda)

Quedando dentro del rango lineal de la columna y dentro del diagrama de interacción.

<u>Corte:</u>

Respecto al esfuerzo de corte, su valor nominal se puede cuantificar como no mayor a:

$$V_n = 0.83\ A_{cw}\ \sqrt{f_c'} \qquad \text{(EC. 6.2)}$$

Donde A_{cw} representa el área de la sección y el valor de f'_c = 25 [Mpa], por lo tanto:

V_n = 68 [T]

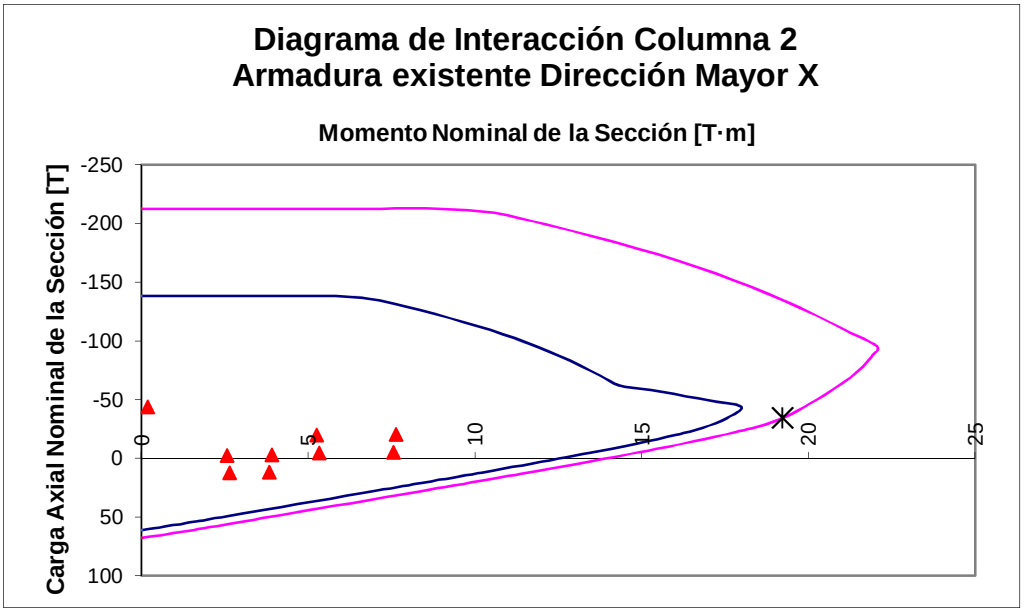
Luego, si consideramos que la carga F_{IF} es nuestra carga de diseño, podemos estimar el valor del esfuerzo de corte último de la forma:

$V_u = \phi\ V_n$ = 68 x 0.6 = 40.8 [T]

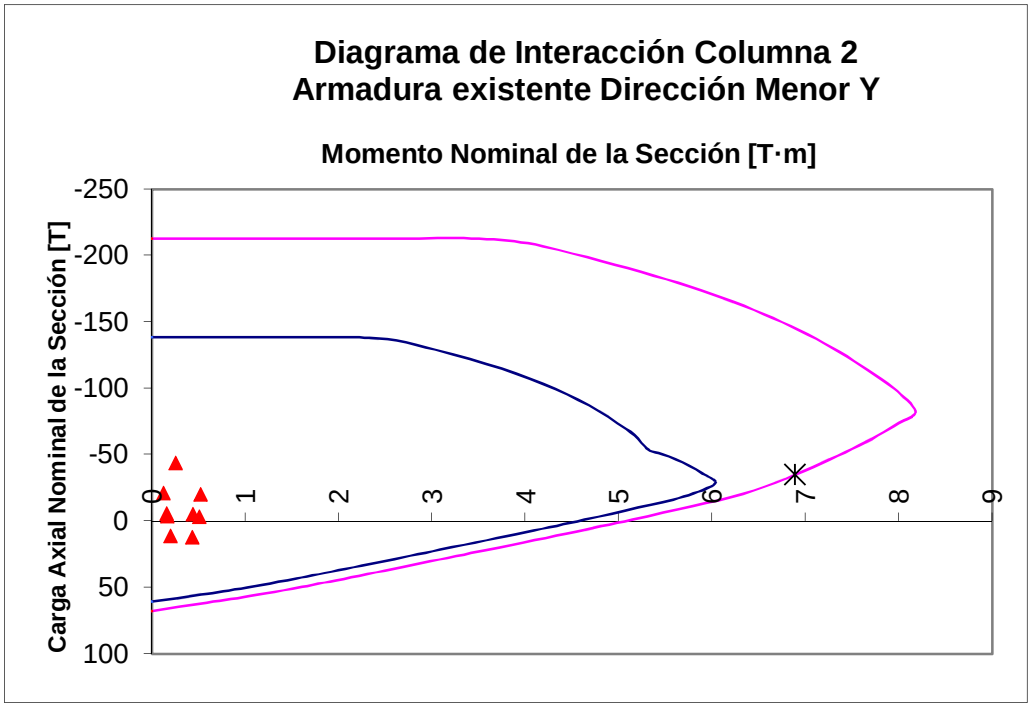
$F_{IF\ U}$ = 1.20 x F_{IF} = 27 x 1.2 = 32.4 [T] < V_u - Ok.

Columna 02 (sección C27/40):

Flexión:

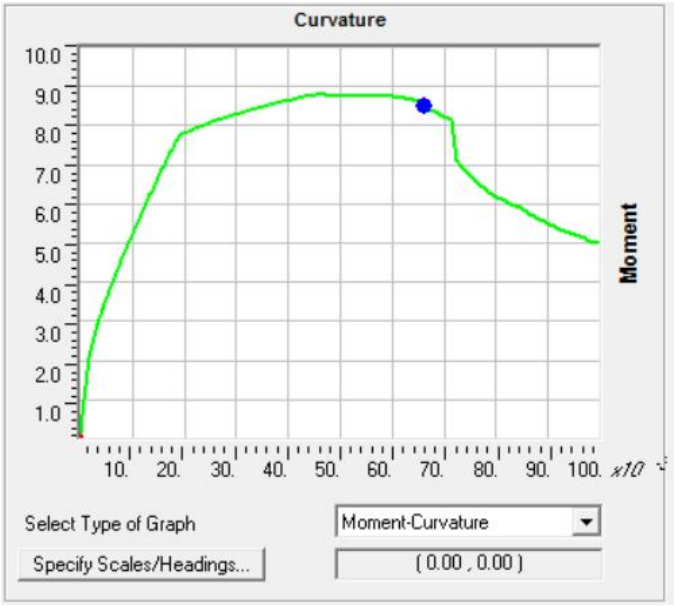


(Mn, Pn) ϕ (Mn, Pn)



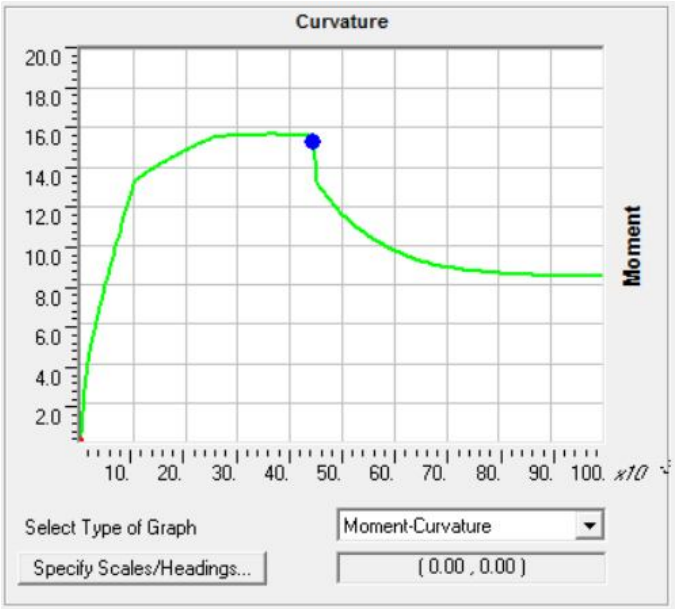
(Mn, Pn) ϕ (Mn, Pn)

Diagramas de Momento-Curvatura para ambas direcciones de análisis:



Results For Exact-Integration

$\phi_{y(Initial)} = 0.0191$
$M_y = 7.7514$
$\phi_{max} = 0.1$
$M_{max} = 4.979$
$\phi_{concrete} = 0.0662$
$M_{concrete} = 8.5122$
$\phi_{steel} = N/A$
$M_{steel} = N/A$



Results For Exact-Integration

$\phi_{y(Initial)} = 0.0103$
$M_y = 13.2747$
$\phi_{max} = 0.1$
$M_{max} = 8.4733$
$\phi_{concrete} = 0.0444$
$M_{concrete} = 15.263$
$\phi_{steel} = N/A$
$M_{steel} = N/A$

En el caso de la columna 02, siguiendo el mismo criterio anterior, tendremos:

$$M_{max} = 10.1 \text{ [T-m]} \quad \text{(demanda)}$$

En este caso, para el eje mayor de la columna no existen problemas con el momento flector, sin embargo para el eje menor, el valor de la solicitación supera el nominal, por lo que es factible generar en la columna una falla por flexión.

<u>Corte:</u>

Respecto al esfuerzo de corte, su valor nominal se puede cuantificar como no mayor a:

$$V_n = 0.83\, A_{cw} \sqrt{f_c'} \qquad \text{(EC. 6.3)}$$

Donde A_{cw} representa el área de la sección y el valor de f'_c = 25 [Mpa], por lo tanto:

$$V_n = 44.8 \text{ [T]}$$

Luego, si consideramos que la carga F_{IF} es nuestra carga de diseño, podemos estimar el valor del esfuerzo de corte último de la forma:

$$V_u = \phi\, V_n = 44.8 \times 0.6 = 26.88 \text{ [T]}$$

$$F_{IF\,U} = 1.20 \times F_{IF} = 27 \times 1.2 = 32.4 \text{ [T]} > V_u$$

Para este caso, el valor del corte último es menor a la solicitación producto del impacto de objetos flotantes, por lo que el elemento es muy probable que falle por corte.

Capítulo 7. CONCLUSIONES

Se modeló, analizó y verificó la totalidad de la estructura, lográndose determinar que cumple con los estándares y recomendaciones descritos en la normativa de diseño sísmico vigente, en cuanto a resistencia y detallamiento.

Debido a que el comportamiento sísmico global de la estructura esta esencialmente controlado por los muros, reflejado en su resistencia y su control de desplazamientos, es que el estudio está centrado principalmente en su conducta y rotulación plástica para la evaluación de su incursión dentro del rango no lineal.

El método de análisis no lineal estático, a pesar de sus limitaciones, constituye una poderosa y sencilla herramienta que permite estimar la capacidad lateral que tiene una estructura frente a una demanda. Permite identificar la secuencia en que los elementos incursionan en el rango no lineal hasta la falla y determinar el punto de desempeño de la estructura frente a una demanda sísmica especifica.

Por lo mismo, luego de realizado el análisis de pushover y obtenida la curva de capacidad del edificio y comparada con la curva de demanda de la NCh433, se pudo determinar que cuenta con la capacidad para resistir la energía del sismo de diseño, entregándonos un punto de desempeño en estado “ocupacional” luego de la demanda. Esto significa que luego de la demanda sísmica la estructura tendrá un nivel de daño leve o menor; quedando en buenas condiciones para recibir las cargas provocadas por un tsunami.

Las solicitaciones inducidas por el tsunami fueron obtenidas de acuerdo a las recomendaciones de la NCh3363, y dependerán directamente del emplazamiento de la edificación en estudio; tanto planimétrica como altimétricamente, así como las condiciones y características que rodean la estructura. Se logró determinar que este edificio a nivel global, posee la capacidad suficiente para resistir las solicitaciones parciales y combinadas producto del tsunami. En cambio, a nivel local, el efecto del tsunami puede generar demandas que superen la capacidad individual del elemento. La recomendación sería realizar una verificación preliminar de los elementos perimetrales frente a la solicitación debido al efecto del tsunami para determinar si son elementos de riesgo, y realizar un análisis global de las estructura sin considerarlos, de modo de evaluar su comportamiento en caso que exista una eventual falla local.

Para los casos que existan edificaciones con daños de mayor envergadura luego de ocurrido el sismo - ya sea por fallas locales o globales – quedando en estado de evacuación inmediata sin alcanzar el colapso, se requerirá un análisis mucho más detallado para determinar la capacidad resistente luego del evento. Este deberá incorporar la degradación efectiva de sus componentes de modo que permita determinar la nueva configuración estructural que poseerá la edificación para disipar las solicitaciones del tsunami.

Capítulo 8. REFERENCIAS

[1] Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI318S-08 y comentario, preparado por el Comité 318, Reglamento Estructural para Edificaciones.

[2] Instituto Nacional de Normalización (INN); 1996 - 2009, "NCh 433.Of96mod.2009, Diseño sísmico de Edificios". Santiago, Chile.

[3] Instituto Nacional de Normalización (INN), 2009, "NCh 1537.Of.2009, Diseño estructural - Cargas permanentes y cargas de uso". Santiago, Chile.

[4] Decreto Supremo N°60, 2011, "Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado". Santiago, Chile.

[5] Decreto Supremo N°61, 2011, "Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios". Santiago, Chile.

[6] Norma Técnica Ministerio de Vivienda y Urbanismo NTM-007, 2013, "Diseño estructural para edificaciones en áreas de riesgo de inundación por tsunami o seiche". Santiago, Chile.

[7] Computer and Structures, Inc. (CSI) 2000, Integrated Finite Element Analysis and Design of Structure: "Concrete Design Manual". SAP2000 Manual package, Berkeley, California, USA.

[8] Computer and Structures, Inc. (CSI) 2000, Integrated Finite Element Analysis and Design of Structure: "Analysis Reference Manual". SAP2000 Manual package, Berkeley, California, USA.

[9] Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2000, "Seismic rehabilitation prestandard". Report N°356. Washington D.C., USA.

[10] Applied Technology Council (ATC), 1996, "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings". ATC-40 Report. Redwood City, California v1, USA.

[11] Robert L. Mott, 1996, "Mecánica de Fluidos Aplicada", 4° edición.

[12] SEAOC Vision 2000 Comittee, 1995, Performance Based Seismic Engineering of Buildings, Final report prepared by California Office of Emergency Services and Structural Engineers Association of California, Sacramento, California, USA.

[13] Instituto Nacional de Normalización (INN), 2010, "NCh 3171.Of.2010, Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de carga". Santiago, Chile.

[14] Wallace, J.W. & Orackcal, K., 2002, "ACI 318-99 Provisions for seismic Design of Structural Walls", ACI Structural Journal.

[15] SHOA, Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada, Valparaíso, Chile.

[16] CERESIS, 1985, Centro regional de sismología para América del Sur. Catálogo de terremotos para América del Sur. Lima, Perú.

[17] CSN, Centro de Sismología Nacional, Universidad de Chile. Santiago, Chile.

[18] Freeman, Sigmund (1998). "Development an Use of Capacity Spectrum Method". Proceedings of the 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, Washington, 1998.

Capítulo 9. ANEXOS

ANEXO A

VERIFICACION DE MUROS

Diseño a flexión y carga axial

El diseño a flexión y carga axial de muros se considera según lo dispuesto en el *D.S.60*, donde se indica que las secciones transversales compuestas tipo L, T u otras formas, se debe considerar la sección completa con todas las armaduras especificadas. Adicionalmente, se recomienda el control del efecto de la componente axial sobre el elemento para controlar el daño a flexo-compresión, y asegurar una mínima capacidad de deformación plástica del muro, limitando su valor a:

$$P_u = 0.35 f_c' A_g \qquad \text{(EC. 9.1)}$$

La sección crítica de todo muro con razón de aspecto H/lw mayor o igual a 3, debe tener una capacidad de curvatura ϕ, mayor que la demanda de curvatura ϕ_u, calculada a partir de las siguientes expresiones:

$$\emptyset_u = \frac{2\,\delta_u}{H_l\, l_w} = \frac{\varepsilon_c}{c} \leq \frac{0.008}{c} \qquad \text{(EC. 9.2)}$$

$$\emptyset_u = \frac{\delta_u - \delta_e}{l_p(H_t - \frac{l_p}{2})} + \emptyset_e = \frac{\varepsilon_c}{c} \leq \frac{0.008}{c} \qquad \text{(EC. 9.3)}$$

Donde:

l_w	:	longitud total del muro [cm].
l_p	:	corresponde al largo de la rótula plástica y no debe ser mayor que $l_w/2$ [cm].
H_t	:	distancia entre el último nivel significativo del edificio y la sección crítica del muro [cm].
δ_e	:	capacidad de desplazamiento elástico de un muro en su extremo superior [cm].
δ_u	:	desplazamiento de diseño según Nch433 [cm].
ϕ_e	:	curvatura en la sección crítica de un muro, consistente con δ_e.

Esta verificación se debe hacer considerando la mayor carga axial P_u consistente con $_u$. La deformación unitaria $_c$, en la fibra más comprimida de la sección crítica del muro deberá ser menor o igual que 0.008.

Para determinar los valores asociados a la capacidad de desplazamiento y curvatura de la sección

crítica de un muro, se muestra una figura esquemática y simplificada del método de estimación:

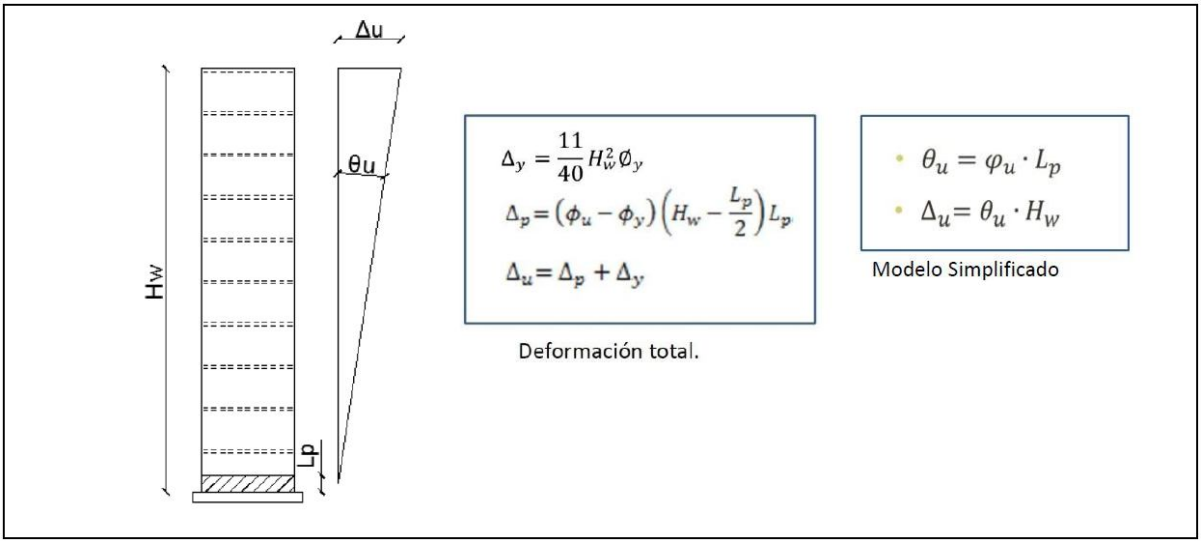


ILUSTRACIÓN 9-1: ESQUEMA DE CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN DE UN MURO – MODELO SIMPLIFICADO

En la imagen siguiente se muestra la modelo simple y conservadora de la “rotula” plástica que fundamenta lo antes descrito (Ref. [14]):

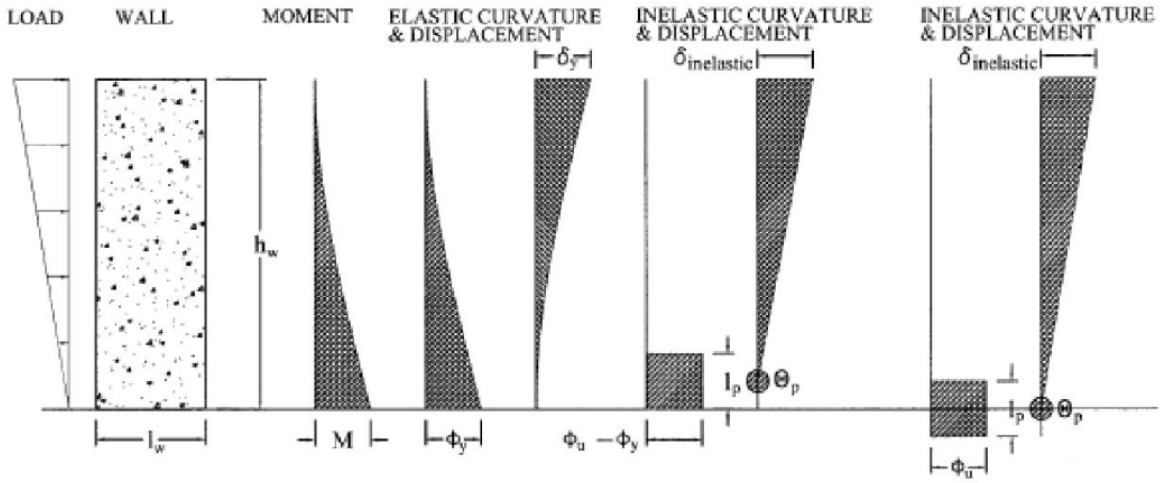


ILUSTRACIÓN 9-2: MODELO DE ROTULA PLÁSTICA

Según esto, podemos considerar que para los cálculos se tienen las siguientes consideraciones (para muros de sección rectangular):

$$\delta_e = \frac{11}{40} H^2 \emptyset_y \qquad \text{(EC. 9.4)}$$

$$\emptyset_y = \emptyset_e = \frac{2\,\varepsilon_y}{L_w} \qquad \text{(EC. 9.5)}$$

$$L_p = \frac{L_w}{2} \qquad \text{(EC. 9.6)}$$

Por lo tanto, el algoritmo de verificación de esta etapa es simple, dado un δ_u calculado de acuerdo a DS61 (ver ec. 2.7), se estima la demanda de deformación unitaria en la zona crítica, y luego se compara con la capacidad de la sección según el valor de la carga axial "P_u" que le corresponde.

En forma adicional, se verifica si es necesario reforzar las zonas de compresión con elementos de borde para los muros de hormigón armado, para ello, se chequea que la profundidad del eje neutro sea mayor que el valor (calculada para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño δ_u):

$$C \geq \frac{l_w}{600\,(\frac{\delta_u'}{h_w'})} \qquad \text{(EC. 9.7)}$$

En caso que el este valor de C límite sea mayor a este valor límite, se deberá confinar los bordes del elemento con cabezales de espesor mayor o igual a 30cm.

El DS60, señala que no es necesario considerar el límite inferior para el cociente δ_u/h_w igual a 0.007 establecido en 21.9.6.2. del ACI 318-08, motivo por el cual, y dado que en este caso se trata de un edificio rígido y de baja altura, se permite reemplazar el criterio 21.9.6.4. por la disposición siguiente: “El elemento de borde debe extenderse horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el valor Cc" determinado como:

$$\frac{C_c}{l_w} = \frac{c}{l_w} - \frac{1}{600\,(\frac{\delta_u'}{h_w'})} \qquad \text{(EC. 9.8)}$$

La verificación se ejemplifica en el anexo A y se complementa con la tabla de armaduras de cada elemento. Adicionalmente, se verifica que las cuantías de refuerzo distribuido en el alma, ρ_l y ρ_t, para muros estructurales no deben ser menores que 0.0025.

Diseño al corte

La resistencia al corte según el cap. 21 del ACI 318 (Ref.[1]), en su artículo 21.9.4., V_n, no debe exceder el valor:

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{f_c'} + \rho_t f_y) \quad \text{(EC. 9.9)}$$

Donde:

- ✓ cv : Área bruta de la sección de concreto limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza de cortante considerada.
- ✓ λ : Factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, relativa a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión; para nuestro caso = 1.
- ✓ ρ_t : Cuantía del área de refuerzo transversal distribuido al área bruta del concreto de una sección perpendicular a este refuerzo.
- ✓ f_y : Resistencia especificada a la fluencia del acero de refuerzo.

Adicionalmente, debe verificarse que el valor de V_n no debe suponerse mayor que:

$$V_n \leq 0.83\, A_{cw} \sqrt{f_c'} \quad \text{(EC. 9.10)}$$

Donde:

- ✓ A_{cw} : Representa el área de la sección transversal del concreto del elemento considerado.

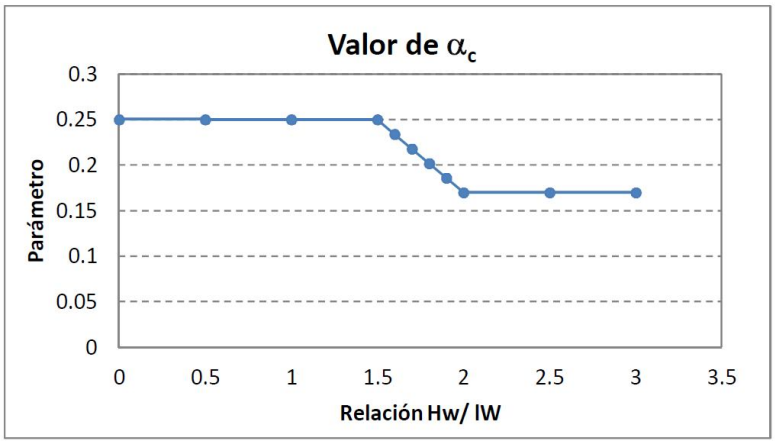


ILUSTRACIÓN 9-3: VALORES DEL PARÁMETRO α_C

Se verifica que se cumplan las cuantías mínimas en los muros, que para este caso, considerando muros de espesor e=20cm, corresponde a un refuerzo equivalente de una armadura de DM 8@20.

A continuación se muestra la tabla de armaduras propuesta en los planos y que fue verificada según el descrito en la normativa vigente:

TABLA 9-1: VERIFICACIÓN DE CUANTÍAS EN MUROS

	Longitud de muros		e	Cuantías mínimas		Acero Long.			Cuantías	Acero Transv.	Cuantías
Muro	Lwx	Lwy									
N°	[cm]	[cm]	[cm]	$\rho_{min\,X}$ [cm^2]	$\rho_{min\,Y}$ [cm^2]	Distribuida	Borde 01	Borde 02	ρ_l [‰]		ρ_t [‰]
1	397.5	0	20	19.88	0.00	M ϕ 10@20	2 ϕ 25	2 ϕ 25	0.025	M ϕ 10@20	0.0393
2	117.5	330	25	7.34	20.63	M ϕ 8@20	10 ϕ 16	10 ϕ 16	0.036	M ϕ 8@20	0.025
3	65	0	20	3.25	0.00	M ϕ 8@20	2 ϕ 16	2 ϕ 16	0.062	M ϕ 8@20	0.0251
4	110	357.5	20	5.50	17.88	M ϕ 8@20	4 ϕ 16	4 ϕ 16	0.025	M ϕ 8@20	0.0251
5	0	347.5	20	0.00	17.38	M ϕ 8@20	4 ϕ 18	8 ϕ 25	0.071	M ϕ 8@20	0.0251
6	287.5	347.5	20	14.38	17.38	M ϕ 8@20	4 ϕ 22	4 ϕ 25	0.027	M ϕ 8@20	0.0251
7	77.5	160	20	3.88	8.00	M ϕ 10@20	2 ϕ 16	6 ϕ 22	0.056	M ϕ 10@20	0.0393
8	100	100	20	5.00	5.00	M ϕ 8@16	10 ϕ 25	7 ϕ 25	0.209	M ϕ 8@16	0.0314
9	0	57.5	20	0.00	2.88	M ϕ 8@20	2 ϕ 16	4 ϕ 16	0.104	M ϕ 8@20	0.0251
10	257.5	105	20	12.88	5.25	M ϕ 10@20	4 ϕ 16	7 ϕ 25	0.058	M ϕ 10@20	0.0393
11	0	165	20	0.00	8.25	M ϕ 8@20	2 ϕ 25	2 ϕ 25	0.06	M ϕ 8@20	0.0251
12	57.5	87.5	20	2.88	4.38	M ϕ 8@20	4 ϕ 16	4 ϕ 16	0.056	M ϕ 8@20	0.0251
13	77.5	400	20	3.88	20.00	M ϕ 8@20	4 ϕ 25	4 ϕ 25	0.041	M ϕ 8@20	0.0251
14	640	565	20	32.00	28.25	M ϕ 10@14	10 ϕ 25	14 ϕ 25	0.049	M ϕ 12@20	0.0565
15	105	402.5	20	5.25	20.13	M ϕ 8@20	4 ϕ 22	4 ϕ 16	0.025	M ϕ 8@20	0.0251
16	373	640	20	18.65	32.00	M ϕ 10@14	10 ϕ 18	14 ϕ 25	0.047	M ϕ 12@14	0.0808
17	202.5	0	20	10.13	0.00	M ϕ 8@14	5 ϕ 25	5 ϕ 25	0.121	M ϕ 8@14	0.0359
18	0	85	20	0.00	4.25	M ϕ 8@16	2 ϕ 16	3 ϕ 25	0.11	M ϕ 8@16	0.0314
19	0	155	20	0.00	7.75	M ϕ 8@16	2 ϕ 25	2 ϕ 16	0.045	M ϕ 8@16	0.0314
20	0	140	20	0.00	7.00	M ϕ 8@20	3 ϕ 25	4 ϕ 16	0.081	M ϕ 8@20	0.0251
21	0	395	20	0.00	19.75	M ϕ 8@20	3 ϕ 22	3 ϕ 22	0.029	M ϕ 8@20	0.0251
22	117.5	72.5	20	5.88	3.63	M ϕ 8@20	4 ϕ 25	4 ϕ 25	0.103	M ϕ 8@20	0.0251
23	85	0	20	4.25	0.00	M ϕ 8@20	2 ϕ 16	2 ϕ 16	0.047	M ϕ 8@20	0.0251
24	57.5	0	20	2.88	0.00	M ϕ 8@20	2 ϕ 16	2 ϕ 16	0.07	M ϕ 8@20	0.0251

Se puede visualizar que la totalidad de los muros cumplen con el requisito de cuantías mínimas según lo recomendado por el ACI318-08.

Verificación ejemplo muro M14 Piso 1

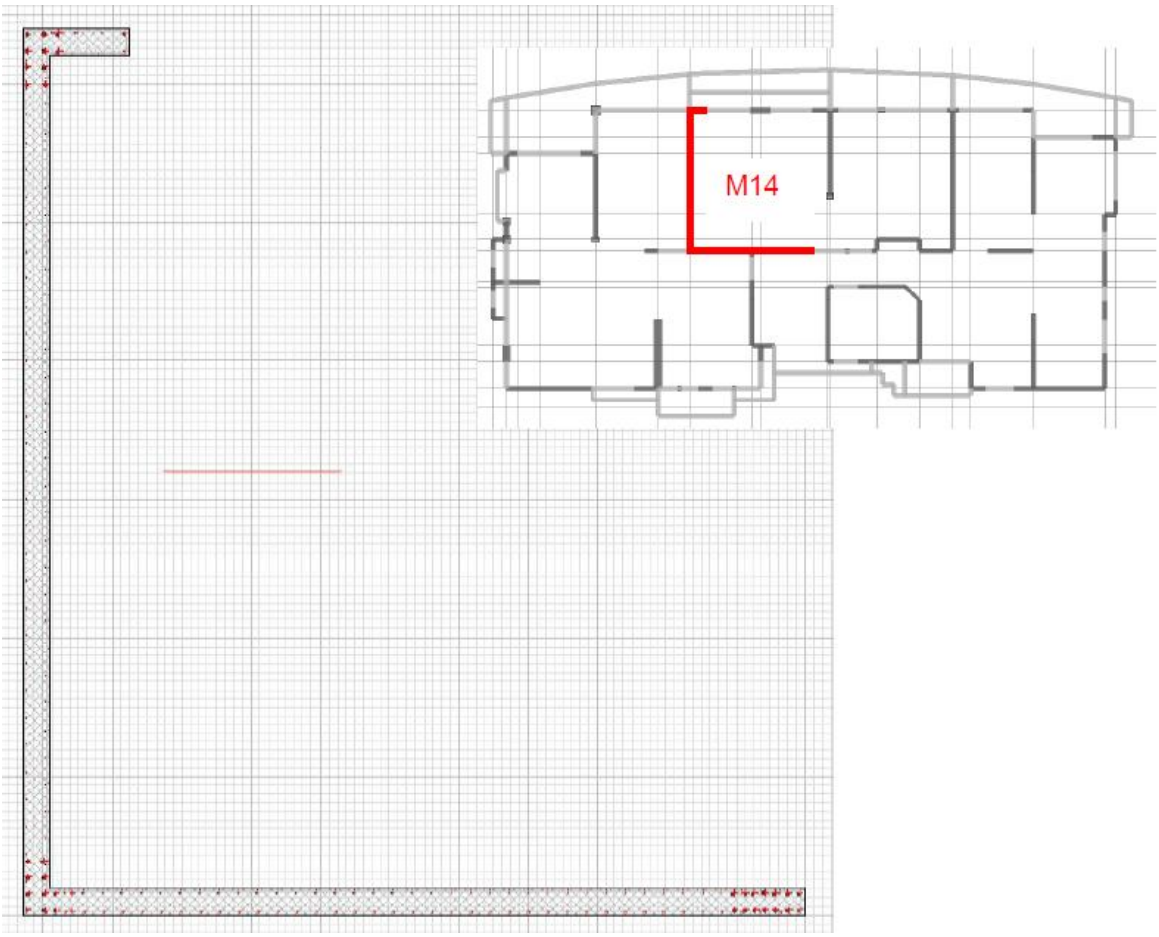


ILUSTRACIÓN 9-4: MURO EJEMPLO DE ANALISIS – M14 PISO 1

Este muro corresponde al muro principal central, diseñado para ambas direcciones de análisis como un muro "L". El espesor del muro es de e=20cm en todos sus tramos. Cuenta con armaduras indicadas en la tabla anterior.

Diagramas de Interacción

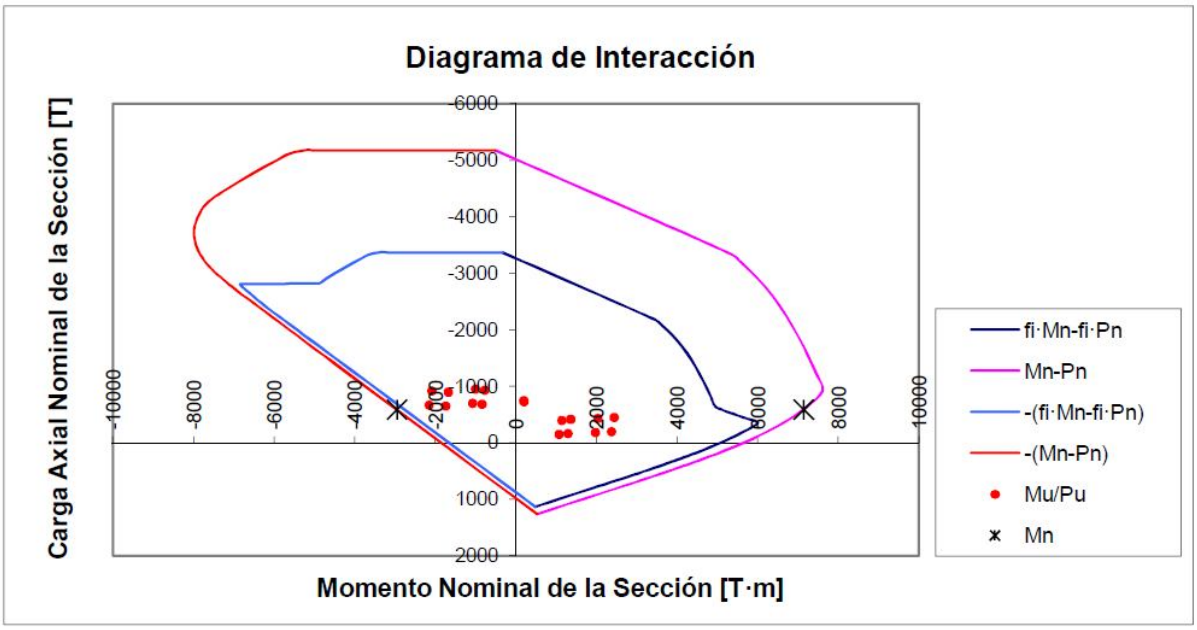


ILUSTRACIÓN 9-5: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DIR. X – M14 PISO 1

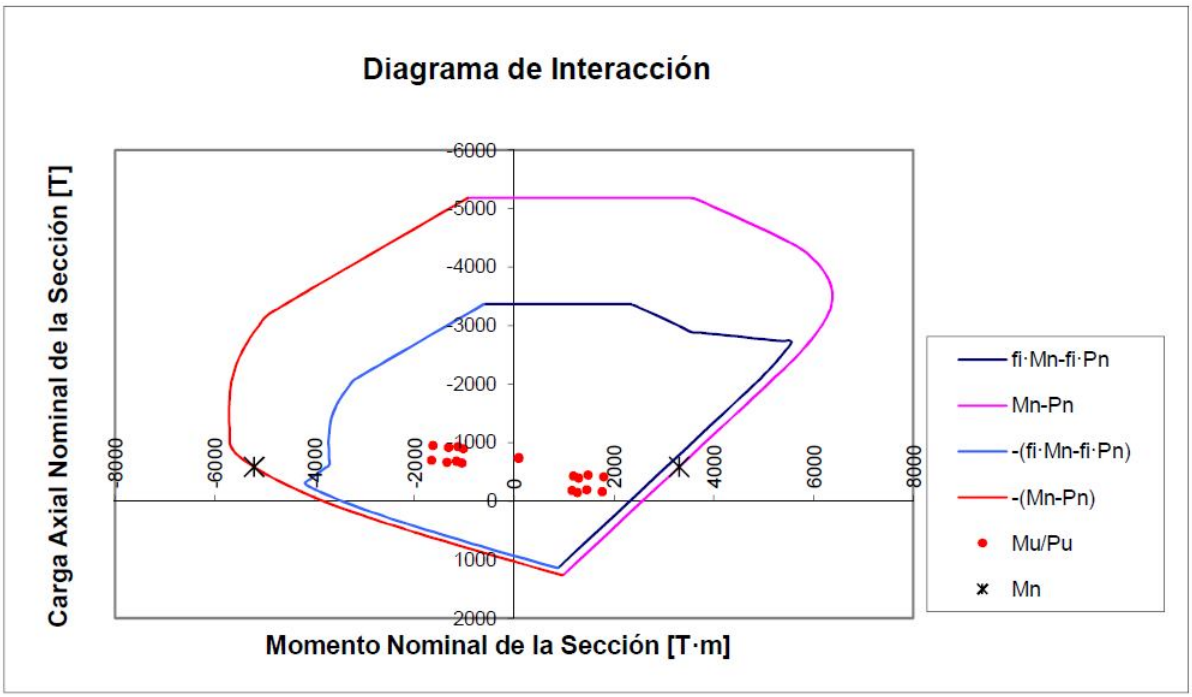


ILUSTRACIÓN 9-6: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DIR. Y – M14 PISO 1

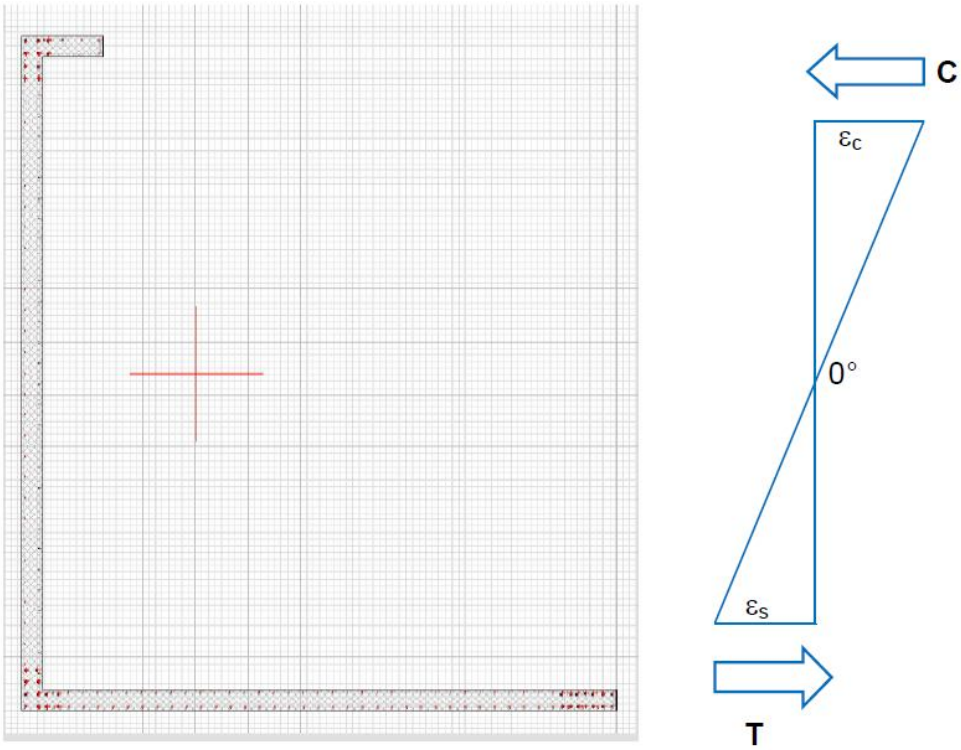


ILUSTRACIÓN 9-7: ORIENTACIÓN DE ANALISIS PARA OBTENER DIAGRAMA M-∅ - M14 PISO 1

Cartilla de ingreso:

Carga axial ultima	:	Pu	=	934	[Ton]
Verificación	:	Pu	≤	0.35 f'_c Ag	
				0.35 * 250 * 25500 = 2231,25 [Ton] ==> Ok.	

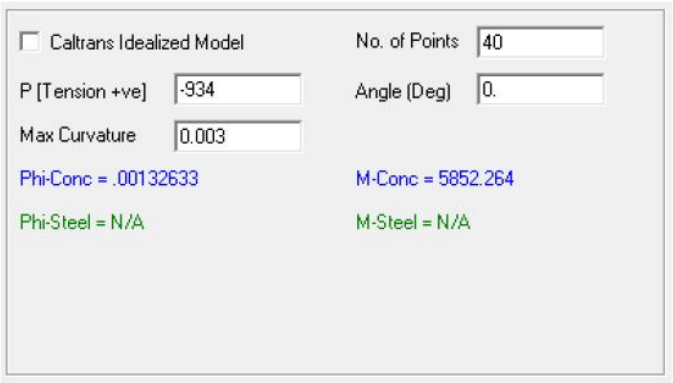


ILUSTRACIÓN 9-8: CARTILLA DE CARGA Y DIRECCIÓN DE ANÁLISIS – M14 PISO 1

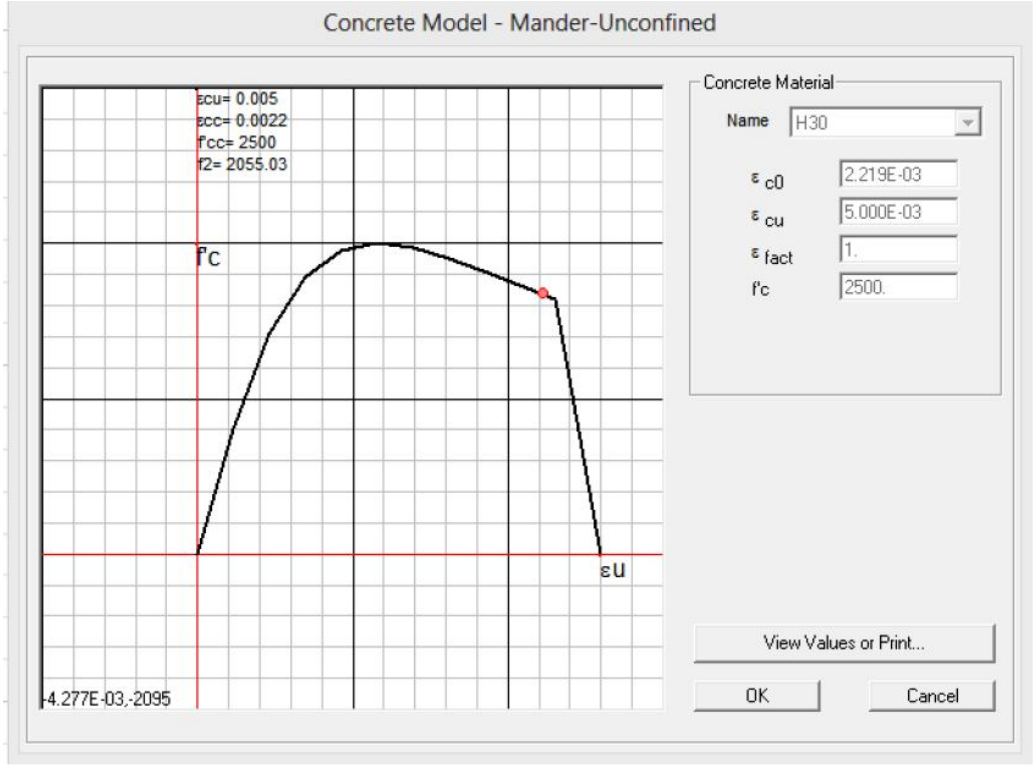


ILUSTRACIÓN 9-9: PROPIEDADES DE HORMIGÓN NO CONFINADO H30 – M14 PISO 1

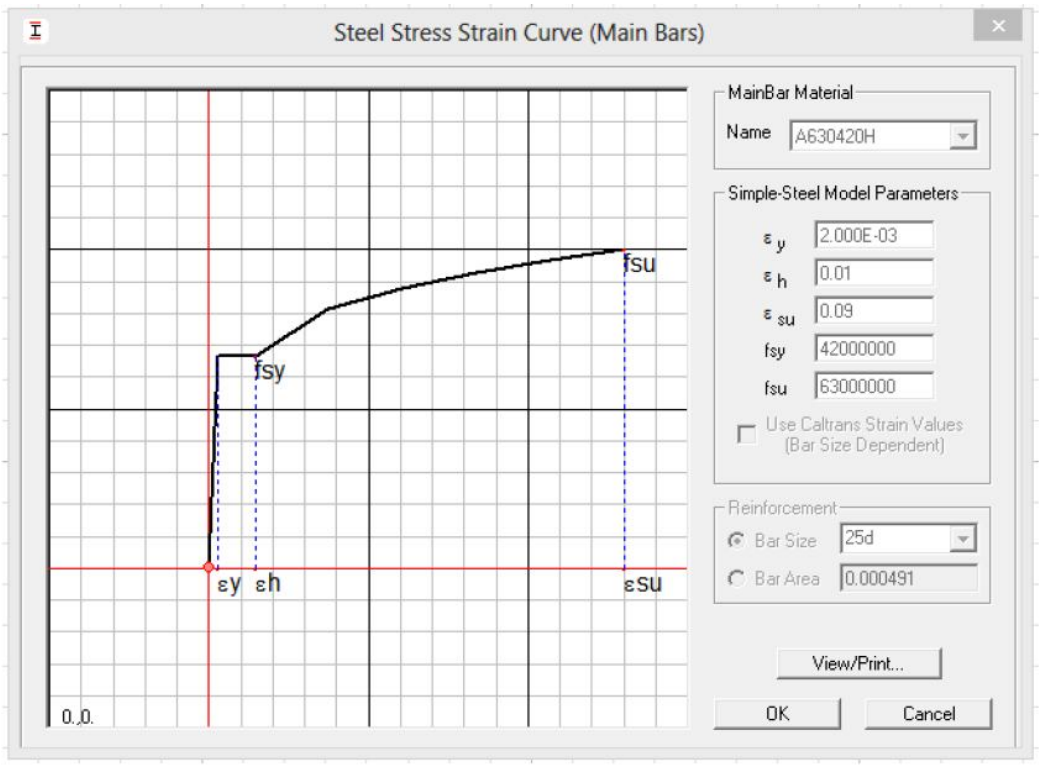


ILUSTRACIÓN 9-10: PROPIEDADES DEL ACERO DE REFUERZO A630-420H – M14 PISO 1

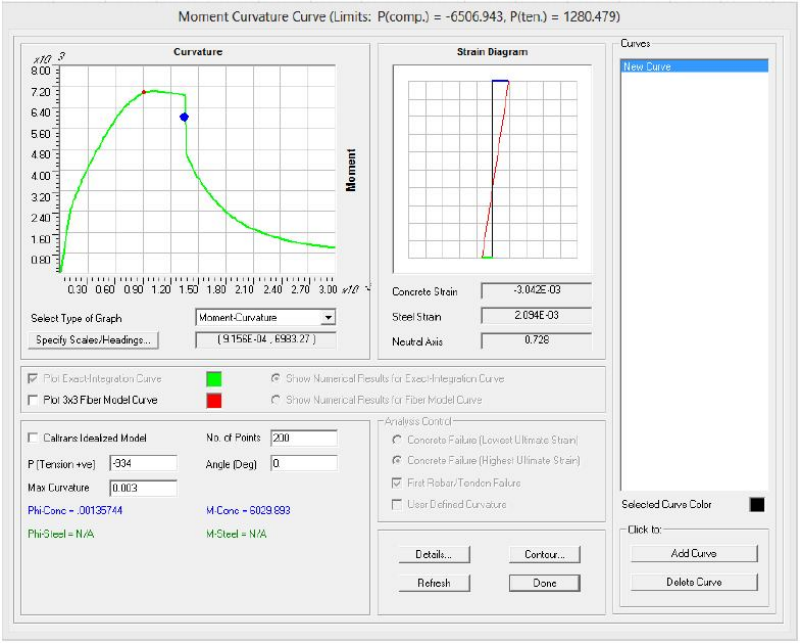


ILUSTRACIÓN 9-11: PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO – M14 PISO 1

Results For Exact-Integration

$\phi_{y(Initial)}$ = 8.954E-04 M_y = 6942.9661

ϕ_{max} = 3.000E-03 M_{max} = 986.2469

$\phi_{concrete}$ = 1.326E-03 $M_{concrete}$ = 5852.2643

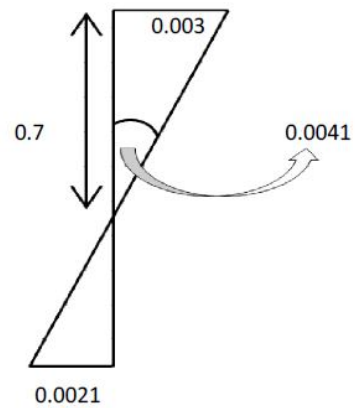
ϕ_{steel} = N/A M_{steel} = N/A

TABLA 9-2: MOMENTO – CURVATURA (M-ϕ)

Concrete Strain	Neutral Axis	Steel Strain	Concrete Compr.	Steel Compression	Steel Tension	Net Force	Curvature	Moment
-1.506E-04	0.	-1.506E-04	-840.2642	-93.6106	0.	-933.8748	0	16.0617
-1.804E-04	-20.5755	-1.393E-04	-841.1599	-92.8204	0.	-933.9803	0.000007326	159.4166
-2.251E-04	-8.2406	-1.224E-04	-842.3655	-91.6195	0.	-933.9851	0.00001832	422.6368
-3.592E-04	-2.9541	-7.153E-05	-845.9772	-88.0165	0.	-933.9937	0.00005128	1212.2974
-4.486E-04	-2.0732	-3.765E-05	-848.3661	-85.6198	0.	-933.9859	0.00007326	1738.4667
-5.549E-04	-1.5595	-2.118E-08	-849.8971	-84.0068	0.	-933.9039	0.0000989	2300.7632
-7.363E-04	-0.5179	1.678E-04	-901.4973	-102.5528	70.0053	-934.0449	0.0001612	2973.477
-8.326E-04	-0.1585	2.771E-04	-938.7405	-114.1233	118.3733	-934.4905	0.0001978	3296.5911
-1.050E-03	0.3265	5.319E-04	-1026	-140.7327	231.8221	-934.4934	0.0002821	3954.9809
-1.309E-03	0.6153	8.284E-04	-1126	-172.8469	364.2603	-934.3649	0.000381	4650.1377
-1.620E-03	0.7756	1.155E-03	-1232	-212.1109	509.8763	-934.2876	0.0004945	5362.8395
-1.993E-03	0.8505	1.501E-03	-1338	-259.9679	663.9283	-934.4459	0.0006227	6078.8999
-2.212E-03	0.8554	1.672E-03	-1392	-281.5211	739.7223	-934.0234	0.0006923	6404.5721
-2.471E-03	0.8228	1.824E-03	-1454	-286.9307	806.2749	-934.3556	0.0007656	6647.0932
-2.759E-03	0.7754	1.967E-03	-1512	-290.4985	868.5746	-934.1266	0.0008425	6849.5528
-3.070E-03	0.7249	2.109E-03	-1561	-293.8461	919.7564	-934.6024	0.0009231	6991.7635
-3.353E-03	0.7218	2.298E-03	-1578	-295.8893	939.8118	-934.5196	0.001007	7025.8694
-3.627E-03	0.7394	2.518E-03	-1580	-297.2139	943.2432	-934.0595	0.001095	7003.8246
-3.923E-03	0.7455	2.735E-03	-1581	-298.635	944.9194	-934.3229	0.001187	6967.572
-4.244E-03	0.7403	2.948E-03	-1580	-300.1437	946.2047	-934.229	0.001282	6919.6761
-5.932E-03	-0.2452	1.815E-03	-1383	-322.2342	771.5484	-933.3956	0.001381	4535.4878
-6.697E-03	-0.4634	1.626E-03	-1287	-328.0112	681.1276	-933.995	0.001484	3801.4184
-8.233E-03	-0.793	1.302E-03	-1123	-336.8767	526.3381	-933.997	0.0017	2743.8054
-9.009E-03	-0.9178	1.163E-03	-1053	-340.3367	459.4151	-933.997	0.001813	2360.5894
-9.793E-03	-1.0222	1.037E-03	-989.1566	-343.2373	398.3963	-933.9976	0.00193	2047.5046
-0.0106	-1.109	9.238E-04	-930.8669	-346.7677	343.4407	-934.1938	0.002051	1795.6144
-0.0114	-1.1798	8.257E-04	-877.5887	-351.6801	295.205	-934.0638	0.002176	1599.7669
-0.0138	-1.3324	5.836E-04	-742.1297	-369.2427	177.3777	-933.9947	0.002571	1200.7266
-0.0147	-1.3679	5.188E-04	-703.6782	-376.5553	146.6923	-933.5412	0.002711	1113.5993
-0.0164	-1.4185	4.223E-04	-642.8474	-391.3971	100.3567	-933.8878	0.003	986.2469

VERIFICACION

Centro geom.	Y =	0	m
de la sección	X =	0	m
	Ymax comp.=	-	m
	Xmax comp.=	3.2	m
	c' =	0	m
	C =	0.73	m
	ε_c =	0.003	
	ε_y =	0.0021	
	ϕ =	0.0041	1/m



$$C_{lim} = \frac{l_w}{600\frac{\delta_u}{H_w}}$$

C_{lim} =	2.293	>	0.73	=====>	**OK**

VERIFICA 21-7a	OK
VERIFICA 21-7b	OK

VERIFICACION DE ARMADURAS DE VIGAS

En este capítulo, se verificará que las cuantías dispuestas en las vigas de hormigón armado cumplan con los requerimientos descritos en el ACI318-08. Para ello, se chequea que las cuantías de refuerzo a flexión, no sea menor que el mayor de estos dos valores:

$$A_{s,min} = \frac{0.25\sqrt{f_c'}\, b_w\, d}{f_y} \qquad \text{(EC. 9.11)}$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4\, b_w\, d}{f_y} \qquad \text{(EC. 9.12)}$$

Adicionalmente a lo anterior, se revisa que la cuantía máxima de refuerzo ρ dispuesta en el elemento, no sea mayor a 0.025.

Estas características de refuerzo, permitirán definir posteriormente las propiedades de las rótulas plásticas que se formarán en los elementos.

A continuación, se presenta un cuadro con las armaduras características de las vigas que componen el edificio.

TABLA 9-3: VERIFICACIÓN DE CUANTIAS EN VIGAS

			Acero Longitudinal		Cuantías	Acero Transversal
Viga Tipo N°	Eje	Sección	Superior	Inferior	ρ_l [‰]	
1	A	V30/70	2 ϕ 12 + 2 ϕ 22	2 ϕ 18 + 1 ϕ 16	0.0081	Eϕ8@20
2	B	V40/70	3 ϕ 12	2 ϕ 25 + 2 ϕ 18	0.0065	Eϕ8@20
3	C	V20/50	2 ϕ 18 + 1 ϕ 18	2 ϕ 16	0.0117	Eϕ8@20
4	E'	V20/100	3 ϕ 12	2 ϕ 25 + 2 ϕ 25	0.0012	Eϕ8@20
5	I	V40/50	2 ϕ 18	2 ϕ 18	0.0051	Eϕ8@20
6	2	V30/70	2 ϕ 12	3 ϕ 22 + 1 ϕ 16	0.0075	Eϕ8@20
7	3	V20/70	2 ϕ 12	2 ϕ 18 + 1 ϕ 16	0.0067	Eϕ8@20
8	05-09-2011	V40/70	3 ϕ 12	4 ϕ 25 + 4 ϕ 25	0.0152	Eϕ8@20
9	12	V20/50	2 ϕ 18	2 ϕ 18	0.0102	Eϕ8@20
10	nov-13	V20/40	2 ϕ 12	2 ϕ 12	0.0057	Eϕ8@20
11	15	V50/70	3 ϕ 12	5 ϕ 25 + 5 ϕ 25	0.0150	Eϕ8@10

ANEXO B

Momentos de fluencia y último de los muros

Los momentos de fluencia se estiman a través de la idealización mostrada en la ilustración X

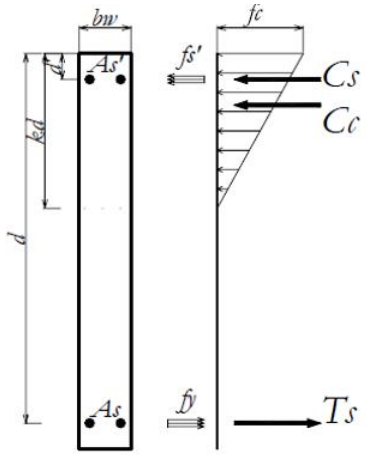


ILUSTRACIÓN 9-12: IDEALIZACIÓN DEL AGRIETAMIENTO POR FLUENCIA

El procedimiento para el cálculo del momento de fluencia es el siguiente:

1. Con el módulo de la elasticidad del acero y hormigón obtenido por norma se calcula:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \qquad \text{(EC. 9.13)}$$

2. Con una deformación del acero a fluencia de 0.002 se obtiene:

$$\varepsilon'_s = \frac{k \cdot d - d'}{d - k \cdot d} \cdot \varepsilon_y \qquad \text{(EC. 9.14)}$$

3. Parámetro ρ y k:

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \qquad \text{(EC. 9.15)}$$

$$k = (n \cdot \rho + n' \cdot \rho') + \sqrt{(n \cdot \rho + n' \cdot \rho')^2 + 2 \cdot (n \cdot \rho + n' \cdot \rho' \cdot \frac{d}{d'})} \qquad \text{(EC. 9.16)}$$

4. Suma de fuerzas

$$C = T - C_s \qquad \text{(EC. 9.17)}$$

$$\frac{1}{2} \cdot k \cdot d \cdot b_w \cdot f_c^{max} = A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f_y' \qquad \text{(EC. 9.18)}$$

5.

6. Suma de momentos

$$M_y = C \cdot \gamma \cdot d + C_s \cdot (d - d') \qquad \text{(EC. 9.19)}$$

Los momentos últimos se estiman a través de la idealización mostrada en la ilustración X

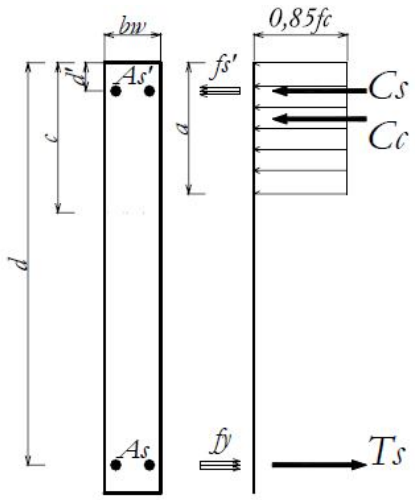


ILUSTRACIÓN 9-13: IDEALIZACIÓN DEL MOMENTO ÚLTIMO

El procedimiento para el cálculo del momento último es el siguiente:

1. Con una deformación por falla de aplastamiento del hormigón(ε_u = 0.002) se obtiene:

$$\varepsilon'_s = \frac{c - d'}{c} \cdot \varepsilon_u \qquad \text{(EC. 9.20)}$$

$$\varepsilon_s = \frac{d - c}{c} \cdot \varepsilon_u \qquad \text{(EC. 9.21)}$$

2. Suma de fuerzas

$$C + C_s = T \qquad \text{(EC. 9.22)}$$

$$0.85 \cdot c \cdot b_w \cdot 0.85 \cdot f'_c + A'_s \cdot E'_s \cdot \frac{c - d'}{c} \cdot \varepsilon_u = A_s \cdot f_y \qquad \text{(EC. 9.23)}$$

3. Suma de momentos

$$M_u = 0.85 \cdot c \cdot b_w \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot \left(d - \frac{0.85 \cdot c}{2}\right) + A'_s \cdot (\varepsilon'_s \cdot E'_s - 0.85 \cdot f'_c)(d - d') \qquad \text{(EC. 9.24)}$$

Los resultados de los momentos para cada muro son los siguientes:

TABLA 9-4: MOMENTOS DE FLUENCIA Y ULTIMO

Muro	My Kgf-cm	Mu Kgf-cm	razon
MH1	9.046.882	15.970.177	1,8
MH2	783.961	941.811	1,2
MH3	2.313.965	3.512.020	1,5
MH4	1.629.606	2.350.709	1,4
MH5	16.096.105	27.898.732	1,7
MH6	3.253.123	5.199.437	1,6
MH7	13.851.884	25.211.382	1,8
MH8	13.851.884	25.211.378	1,8
MH9	9.440.260	16.791.592	1,8
MH10	2.949.822	4.483.684	1,5
MH11	10.048.925	17.951.811	1,8
MH12	5.227.413	8.792.438	1,7
MH13	1.299.099	1.820.396	1,4
MH14	1.095.561	1.495.581	1,4
MH15	953.321	1.166.419	1,2
MH16	202.658	344.722	1,7
MH17	15.105.274	26.883.210	1,8
MH18	2.619.953	3.949.561	1,5
MH19	1.037.974	1.278.878	1,2
MH20	3.956.243	6.182.498	1,6
MH21	3.493.469	5.652.120	1,6
MH25	7.410.766	12.929.034	1,7
MH26	2.645.564	4.108.636	1,6
MH27	20.440.972	37.810.237	1,8
MH28	1.171.902	1.617.203	1,4

Con los momentos y las cargas axiales se determina las condiciones de entradas para las tablas de FEMA 356.

TABLA 9-5: TABLA CONDICIONES DE ENTRADAS PARA EL FEMA 356

Datos de entrada								condiciones fema		condiciones fema	
Muro	P	V	P[pound]	V[pound]	tw[in]	lw[in]	fc(psi)	1	2	1	2
MH1	220.329	62.180	484.723	136.796	8	59	3.616	0,294	1,311	0,29	4,99
MH2	58.962	6.843	129.716	15.055	8	20	3.616	0,236	0,433	0,24	1,65
MH3	106.692	9.901	234.722	21.782	8	23	3.616	0,356	0,522	0,36	1,98
MH4	101.580	8.712	223.476	19.166	8	27	3.616	0,299	0,405	0,30	1,54
MH5	474.950	282.463	1.044.890	621.419	8	187	3.616	0,198	1,861	0,20	7,08
MH6	152.488	7.266	335.474	15.985	8	39	3.616	0,305	0,230	0,30	0,87
MH7	272.000	88.305	598.400	194.271	8	108	3.616	0,196	1,008	0,20	3,83
MH8	146.000	68.337	321.200	150.341	8	108	3.616	0,105	0,780	0,11	2,97
MH9	346.924	126.093	763.233	277.405	8	74	3.616	0,365	2,099	0,37	7,98
MH10	195.223	55.882	429.491	122.940	8	47	3.616	0,325	1,473	0,33	5,60
MH11	134.799	78.776	296.558	173.307	8	79	3.616	0,133	1,233	0,13	4,69
MH12	123.045	16.266	270.699	35.785	8	42	3.616	0,230	0,481	0,23	1,83
MH13	84.927	10.667	186.839	23.467	8	21	3.616	0,309	0,613	0,31	2,33
MH14	78.679	8.349	173.094	18.368	8	18	3.616	0,335	0,562	0,33	2,14
MH15	33.731	18.052	74.208	39.714	8	23	3.616	0,112	0,951	0,11	3,62
MH16	53.291	32.647	117.240	71.823	8	23	3.616	0,178	1,721	0,18	6,54
MH17	49.427	53.730	108.739	118.206	8	150	3.616	0,026	0,441	0,03	1,68
MH18	55.509	52.401	122.120	115.282	8	42	3.616	0,104	1,549	0,10	5,89
MH19	3.303	4.962	7.267	10.916	8	25	3.616	0,010	0,241	0,01	0,92
MH20	89.565	61.478	197.043	135.252	8	27	3.616	0,263	2,859	0,26	10,87
MH21	46.900	74.101	103.180	163.022	8	36	3.616	0,102	2,547	0,10	9,69
MH25	18.659	11.089	41.050	24.396	8	59	3.616	0,025	0,234	0,02	0,89
MH26	9.066	11.328	19.945	24.922	8	27	3.616	0,027	0,527	0,03	2,00
MH27	115.178	58.910	253.392	129.602	8	159	3.616	0,057	0,458	0,06	1,74
MH28	38.035	4.327	83.677	9.519	8	20	3.616	0,152	0,274	0,15	1,04

Una vez determinada las condiciones de la rotulas para cada muro, se definen los parámetros para la definición de las rotulas según tabla 8-6.

TABLA 9-6: PARÁMETROS ROTULAS

Muro	a	b	RESIDUAL	IO	LS	CP	FS
MH1	0,007	0,011	0,45	0,00225	0,0045	0,007	1,8
MH2	0,009	0,012	0,6	0,003	0,006	0,009	1,2
MH3	0,009	0,012	0,6	0,003	0,006	0,009	1,5
MH4	0,009	0,012	0,6	0,003	0,006	0,009	1,4
MH5	0,007	0,011	0,45	0,00225	0,0045	0,007	1,7
MH6	0,009	0,012	0,6	0,003	0,006	0,009	1,6
MH7	0,007	0,011	0,45	0,00225	0,0045	0,007	1,8
MH8	0,015	0,02	0,75	0,005	0,01	0,015	1,8
MH9	0,005	0,01	0,3	0,0015	0,003	0,005	1,8
MH10	0,007	0,011	0,45	0,00225	0,0045	0,007	1,5
MH11	0,0125	0,0175	0,575	0,0045	0,009	0,0125	1,8
MH12	0,009	0,012	0,6	0,003	0,006	0,009	1,7
MH13	0,009	0,012	0,6	0,003	0,006	0,009	1,4
MH14	0,009	0,012	0,6	0,003	0,006	0,009	1,4
MH15	0,015	0,02	0,75	0,005	0,01	0,015	1,2
MH17	0,015	0,02	0,75	0,005	0,01	0,015	1,8
MH18	0,0125	0,0175	0,575	0,0045	0,009	0,0125	1,5
MH19	0,015	0,02	0,75	0,005	0,01	0,015	1,2
MH20	0,005	0,01	0,3	0,0015	0,003	0,005	1,6
MH21	0,01	0,015	0,4	0,004	0,008	0,01	1,6
MH25	0,015	0,02	0,75	0,005	0,01	0,015	1,7
MH26	0,015	0,02	0,75	0,005	0,01	0,015	1,6
MH27	0,015	0,02	0,75	0,005	0,01	0,015	1,8
MH28	0,015	0,02	0,75	0,005	0,01	0,015	1,4

Tablas FEMA 356

Table 6-18 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Members Controlled by Flexure

Conditions			Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation (radians)				
						Performance Level				
							Component Type			
							Primary		Secondary[4]	
			a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
i. Shear walls and wall segments										
$\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w l_w f_c'}$	$\frac{\text{Shear}}{t_w l_w \sqrt{f_c'}}$	Confined Boundary[1]								
≤ 0.1	≤3	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.010	0.015	0.015	0.020
≤ 0.1	≥ 6	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.008	0.010	0.010	0.015
≥ 0.25	≤ 3	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.006	0.009	0.009	0.012
≥ 0.25	≥ 6	Yes	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.003	0.005	0.005	0.010
≤ 0.1	≤ 3	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.004	0.008	0.008	0.015
≤ 0.1	≥ 6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.004	0.006	0.006	0.010
≥ 0.25	≤ 3	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.002	0.003	0.003	0.005
≥ 0.25	≥ 6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004
ii. Columns supporting discontinuous shear walls										
Transverse reinforcement[2]										
Conforming			0.010	0.015	0.20	0.003	0.007	0.010	n.a.	n.a.
Nonconforming			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	n.a.	n.a.
iii. Shear wall coupling beams										
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement[3]		$\frac{\text{Shear}}{t_w l_w \sqrt{f_c'}}$								
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement		≤ 3	0.025	0.050	0.75	0.010	0.02	0.025	0.025	0.050
		≥ 6	0.02	0.040	0.50	0.005	0.010	0.020	0.020	0.040
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement		≤ 3	0.020	0.035	0.50	0.006	0.012	0.020	0.020	0.035
		≥ 6	0.010	0.025	0.25	0.005	0.008	0.010	0.010	0.025
Diagonal reinforcement		n.a.	0.030	0.050	0.80	0.006	0.018	0.030	0.030	0.050

1. Requirements for a confined boundary are the same as those given in *ACI 318*.
2. Requirements for conforming transverse reinforcement in columns are: (a) hoops over the entire length of the column at a spacing ≤ $d/2$, and (b) strength of hoops $V_s \geq$ required shear strength of column.
3. Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of: (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing ≤ $d/3$, and (b) strength of closed stirrups $V_s \geq 3/4$ of required shear strength of the coupling beam.
4. For secondary coupling beams spanning <8'-0", with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, secondary values shall be permitted to be doubled.

ILUSTRACIÓN 9-14: TABLA FEMA 356 – PARA MUROS DE CORTE

Table 6-19 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Members Controlled by Shear

Conditions		Total Drift Ratio (%), or Chord Rotation (radians)[1]		Residual Strength Ratio	Acceptable Total Drift (%) or Chord Rotation (radians)[1]				
					Performance Level				
						Component Type			
						Primary		Secondary	
		d	*e*	*c*	IO	LS	CP	LS	CP
i. Shear walls and wall segments									
All shear walls and wall segments[2]		0.75	2.0	0.40	0.40	0.60	0.75	0.75	1.5
ii. Shear wall coupling beams[4]									
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement[3]	$\frac{\text{Shear}}{t_w l_w \sqrt{f_c'}}$								
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤ 3	0.002	0.030	0.60	0.006	0.015	0.020	0.020	0.030
	≥ 6	0.016	0.024	0.30	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≤ 3	0.012	0.025	0.40	0.006	0.008	0.010	0.010	0.020
	≥ 6	0.008	0.014	0.20	0.004	0.006	0.007	0.007	0.012

1. For shear walls and wall segments, use drift; for coupling beams, use chord rotation; refer to Figures 6-3 and 6-4.
2. For shear walls and wall segments where inelastic behavior is governed by shear, the axial load on the member must be $\leq 0.15 A_g f_c'$; otherwise, the member must be treated as a force-controlled component.
3. Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of: (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing $\leq d/3$, and (b) strength of closed stirrups $V_s \geq 3/4$ of required shear strength of the coupling beam.
4. For secondary coupling beams spanning <8'-0", with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, secondary values shall be permitted to be doubled.

ILUSTRACIÓN 9-15: TABLA FEMA 356 – PARA MUROS DE CORTE

ANEXO D

Rotulación del edificio para el análisis no lineal con carga triangular distribuida en su altura.

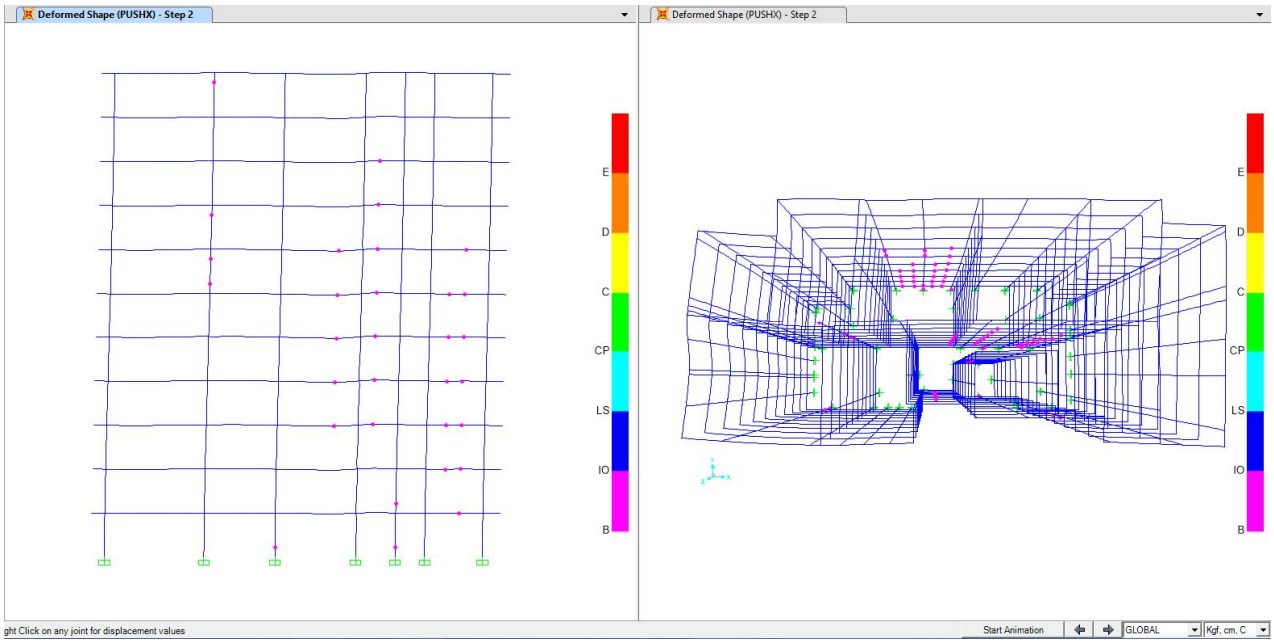


ILUSTRACIÓN 9-16: CARGA TRIANGULAR - PASO 2

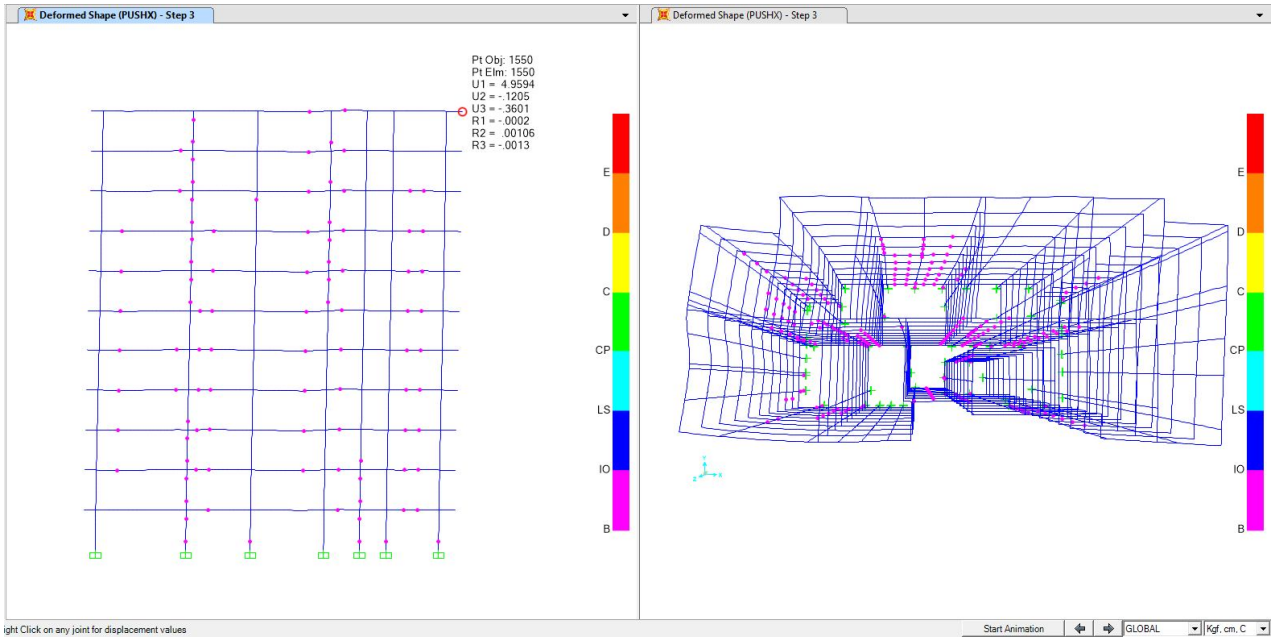


ILUSTRACIÓN 9-17: CARGA TRIANGULAR - PASO 3

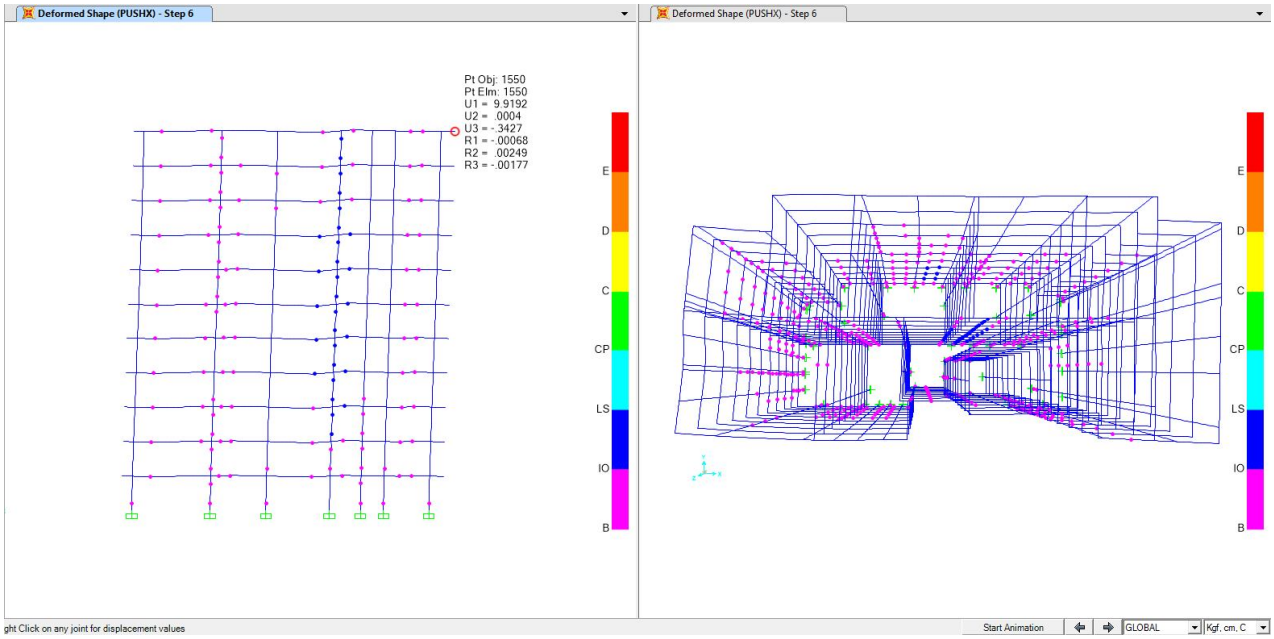


ILUSTRACIÓN 9-18: CARGA TRIANGULAR - PASO 6

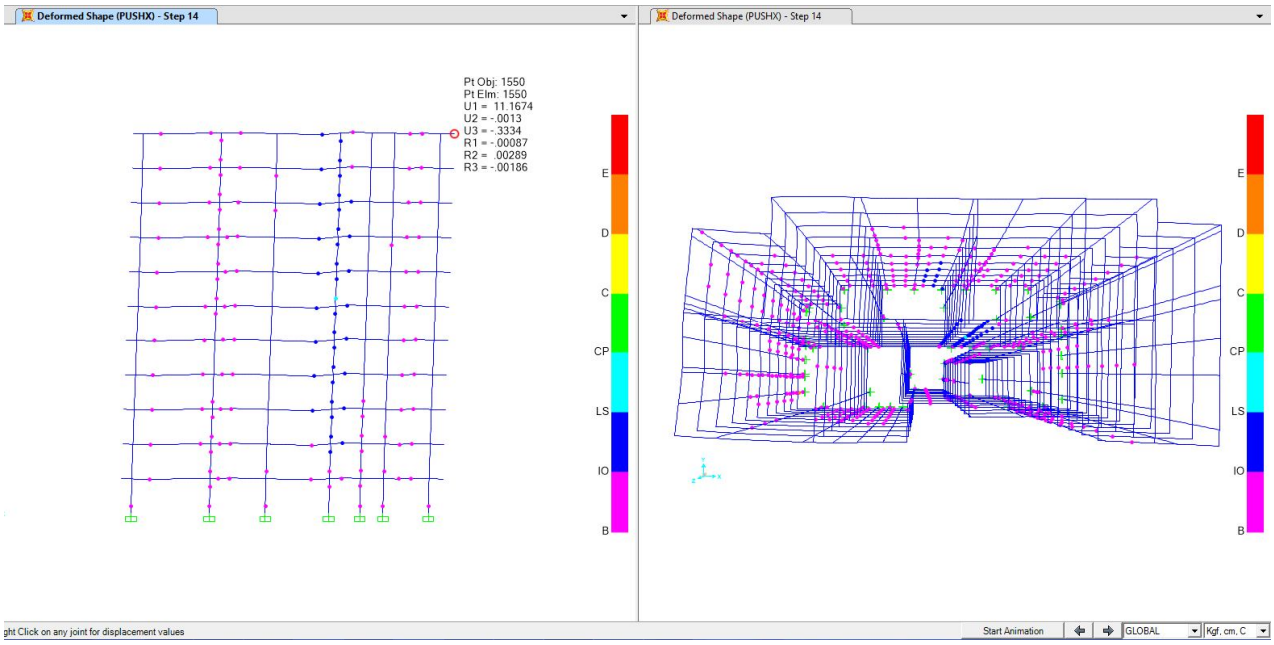


ILUSTRACIÓN 9-19: CARGA TRIANGULAR - PASO 14

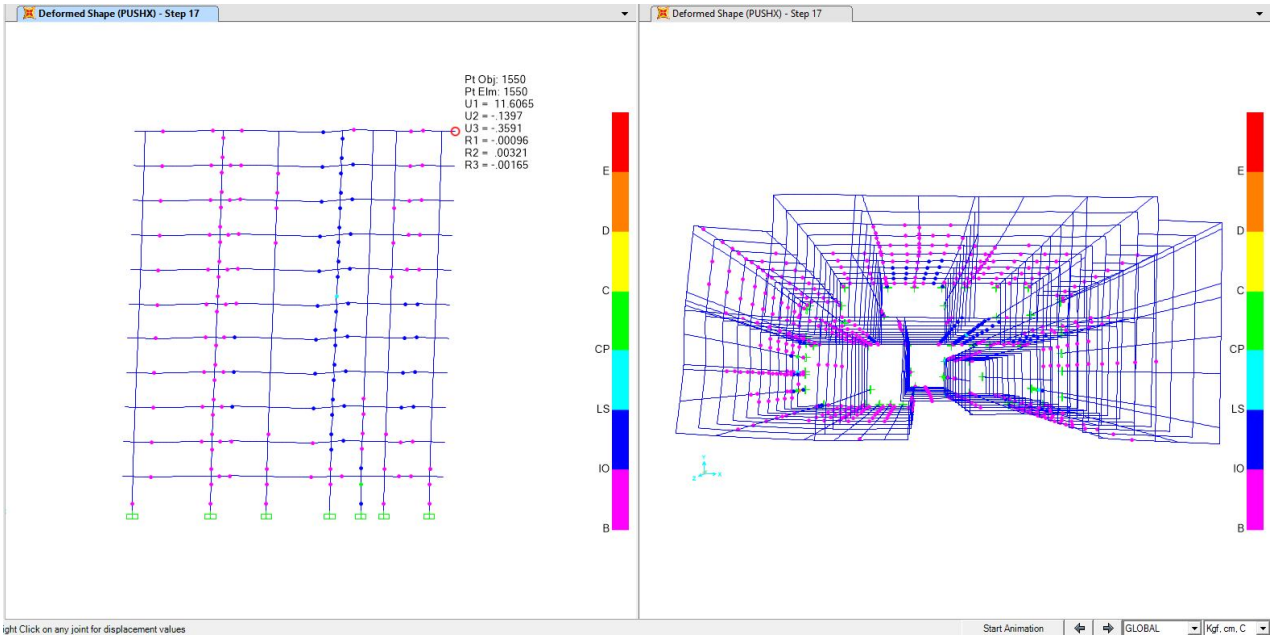


ILUSTRACIÓN 9-20: CARGA TRIANGULAR - PASO 17

ANEXO E

Rotulación del edificio para el análisis no lineal con carga uniforme distribuida en los dos primeros niveles del edificio.

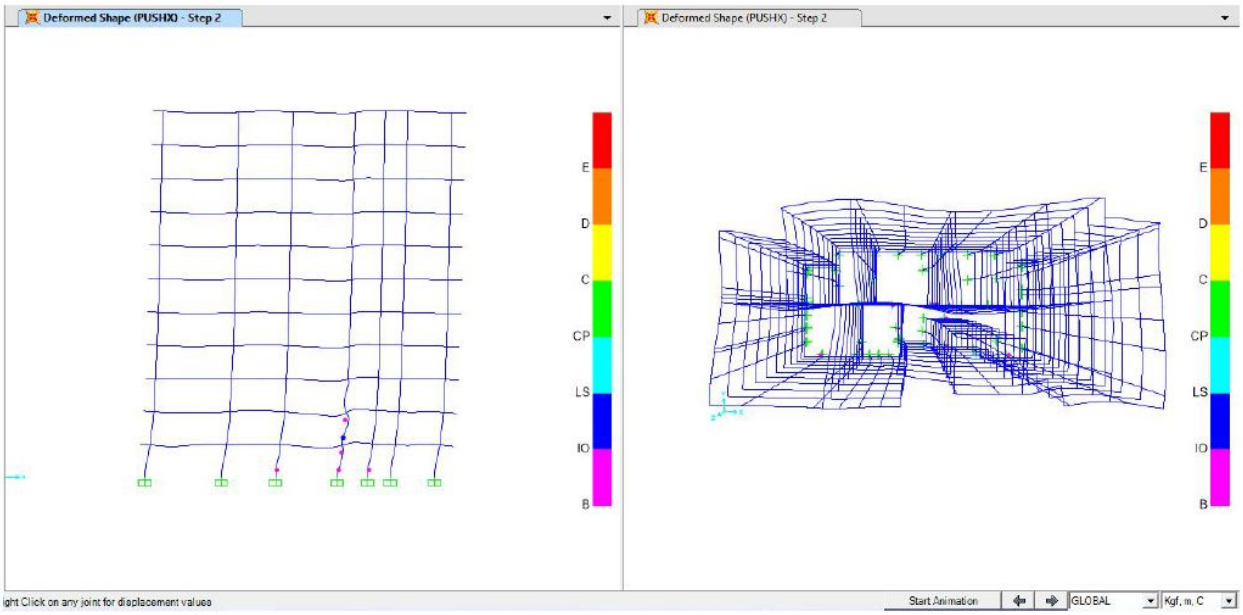


ILUSTRACIÓN 9-21: CARGA UNIFORME - PASO 2

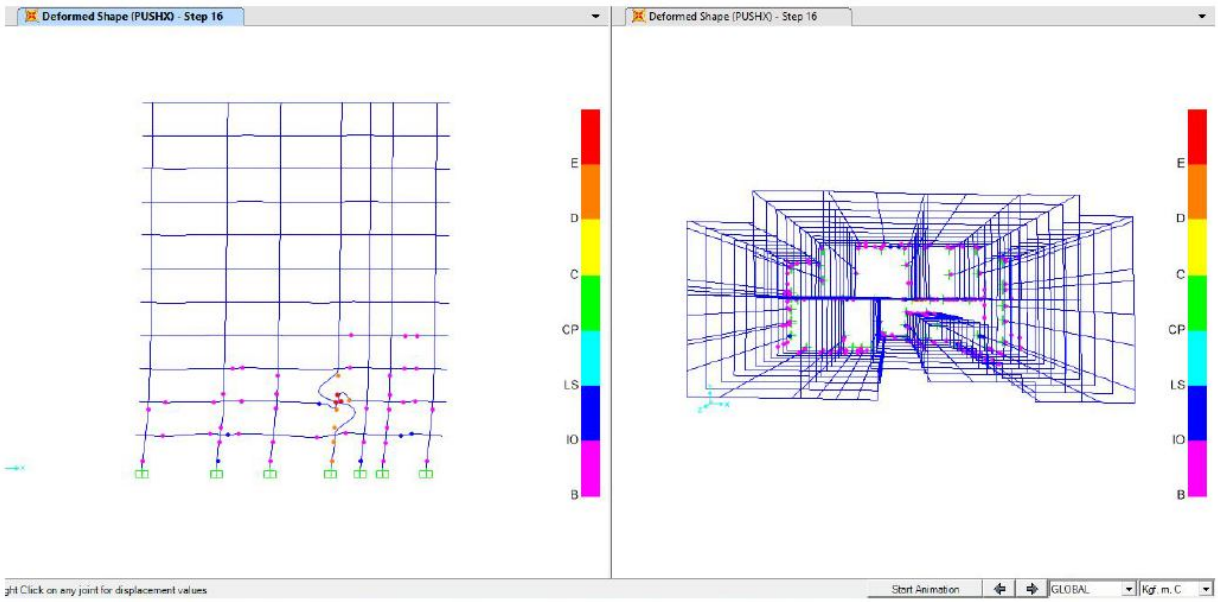


ILUSTRACIÓN 9-22: CARGA UNIFORME - PASO 16

MEMORIA EXPLICATIVA CARTA DE INUNDACION POR TSUNAMI VALPARAISO – VIÑA DEL MAR

INTRODUCCIÓN

Las características físicas naturales del territorio donde se emplazan las comunas de Valparaíso y Viña del Mar, sumado a la densidad poblacional y uso de su borde costero, plantean la necesidad de evaluar adecuadamente el riesgo de tsunami al que se encuentran sometidas.

Por lo anterior, el Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada (SHOA), ha elaborado una carta que define las áreas que potencialmente podrían inundarse en caso que ocurriera un tsunami de gran tamaño. Dicha información se obtuvo mediante la aplicación de una metodología de simulación numérica, considerada hoy como *una de las técnicas más confiables para el estudio de estos fenómenos* (Wong et al., 2006). Este método utiliza básicamente datos topográficos y batimétricos junto con información sísmica, todo ello integrado a un modelo numérico de simulación que se resuelve mediante computadores.

A diferencia de la edición anterior de la Carta de Inundación por Tsunami, basada en el evento de 1906, la presente edición se basa en un sismo de mayor magnitud, como lo fue el terremoto de 1730, y por lo tanto, representa un "escenario más extremo". Sin embargo, después de las recientes experiencias de los tsunamis ocurridos en Chile el año 2010 y Japón el año 2011, es evidente la necesidad de considerar estos escenarios más desfavorables.

TSUNAMIS HISTÓRICOS EN VALPARAÍSO

Históricamente, se tiene registro de que en Chile central han ocurrido al menos cuatro terremotos que generaron tsunamis: el 8 de julio de 1730, el 19 de noviembre de 1822, el 16 de agosto de 1906 y el más reciente ocurrido el 3 de Marzo de 1985. Sin embargo, sólo el terremoto de 1730 generó un tsunami destructivo en la Bahía de Valparaíso.

CARTA DE INUNDACIÓN VALPARAÍSO – VIÑA DEL MAR

La presente Carta de Inundación por Tsunami de las comunas de Valparaíso y Viña del Mar se elaboró utilizando el modelo de simulación numérica COMCOT. Este modelo fue alimentado con la información topográfica, batimétrica y del plano urbano más actualizado disponible. Además, se consideró el máximo nivel del mar pronosticado. La inundación modelada se representa en rangos de profundidad de inundación en metros, *determinados en base a parámetros ingenieriles japoneses de diseño de estructuras resistentes a tsunamis* (Shuto et al., 1992).

Los parámetros sísmicos utilizados en el modelo fueron los estimados para el terremoto de 1730. Adicionalmente, la carta destaca dos lugares históricos que las crónicas dan como referencia de los efectos del tsunami: 1) la iglesia de la Matriz, y 2) la iglesia de la Merced. *El tsunami de 1730 alcanzó a inundar hasta el primer descanso de la escalinata de la actual iglesia de la Matriz y destruyó la iglesia de la Merced, donde actualmente se localiza el Colegio San Pedro Nolasco, frente a la plaza O'Higgins* (Vicuña Mackenna, 1869 y 1936).

Referencias:

- Wong, F. L., Venturato A.J. & Geist, E.L., 2006. Seaside, Oregon, tsunami pilot study-Modernization of FEMA flood hazard maps: GIS Data: U.S. Geological Survey.
- Shuto, N., 1992. "Tsunami intensity and damage".
- Vicuña Mackenna, B., 1869. "Historia crítica y social de la ciudad de Santiago desde su fundación hasta nuestros días (1541-1868)". Imprenta del Mercurio, Valparaíso, Vol. I, 314 pp.
- Vicuña Mackenna, B., 1936. "Historia de Valparaíso". Imprenta Dirección General de Prisiones, Santiago de Chile, Vol. III, 626 pp.

NOTA IMPORTANTE: En el caso de ocurrir un tsunami real, los niveles de inundación señalados por esta carta podrían ser diferentes, dependiendo de las características del terremoto que lo genere. Esta carta se basa en un modelo numérico, es decir, en una representación de la realidad en base a cálculos matemáticos.

ILUSTRACIÓN 9-23: MEMORIA EXPLICATIVA CARTA DE INUNDACION

ANEXO G

Coeficientes de arrastre típicos (Ver ref. [12]):

Forma	Número de Reynolds	C_D
Placa plana paralela	$> 10^5$	0.002-0.014
Placa plana normal	$> 10^3$	2.0
Cilindro circular	$> 10^5$	0.2-1
Barra cuadrada	$> 10^4$	2.0
Barra cuadrada	$> 10^4$	1.50
Barra de triángulo equilátero	$> 10^4$	Extremo afilado hacia delante: 1.40 Cara plana hacia delante: 2.0
Sección C	$> 10^4$	2.30
Sección C	$> 10^4$	1.20
Perfil aerodinámico	Varios	

ILUSTRACIÓN 9-24: COEFICIENTES DE RESISTENCIA PARA DIVERSOS CUERPOS BIDIMENSIONALES

Y para el caso de caras planas, tenemos la siguiente relación entre su ancho y largo:

Placa rectangular

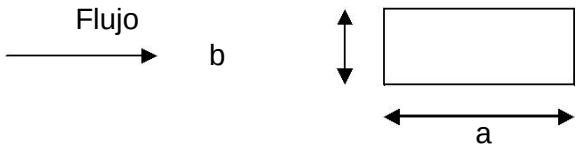


ILUSTRACIÓN 9-25: TABLA DE COEFICIENTES DE ARRASTRE EN FUNCIÓN DE LA GEOMETRÍA

a/b	
1	1.16
4	1.17
8	1.23
12.5	1.34
25	1.57
50	1.76
∞	2.00

Para el caso se empleará un valor para $C_d = 2.0$

TABLA 9-7: TABLA CORTES NOMINALES POR MURO SEGÚN CAP.21 ACI318

Story	Pier #	h (m)	lw (m)	d (m)	Vc (Kg)	Av cm2	s cm	Vs (Kg)	Vn = Vc + Vs (Kg)	Vn max (Kg)	Vn (Ton)
P1	H01	0.2	3.853	3.08	8244	1.571	20	101691	109935	255839	110
P1	H02	0.2	1.075	0.86	74821	1.005	20	18150	92971	71380	71
P1	H03	0.2	0.675	0.54	37203	1.571	20	17815	55018	44820	45
P1	H04	0.2	4.075	3.26	35592	1.571	20	107551	143143	270580	143
P1	H05	0.2	2.775	2.22	33745	1.005	20	46853	80598	184260	81
P1	H06	0.2	2.1	1.68	145268	1.571	20	55425	200692	139440	139
P1	H07	0.16	2.775	2.22	101488	1.005	25	37482	138970	149988	139
P1	H08	0.2	0.6	0.48	65730	1.571	15	21114	86844	39840	40
P1	H09	0.2	5.55	4.44	45934	2.262	14	301298	347232	368520	347
P1	H10	0.2	1.5	1.20	9086	2.262	14	81432	90518	99600	91
P1	H11	0.2	2.025	1.62	14721	1.005	14	48843	63564	134460	64
P1	H12	0.2	0.5	0.40	21948	1.005	20	8442	30390	33200	30
P1	H13	0.2	0.68	0.54	30494	1.571	15	23929	54424	45152	45
P1	H14	0.2	1.075	0.86	49807	1.005	20	18150	67958	71380	68
P1	H15	0.2	0.675	0.54	20679	1.005	20	11397	32076	44820	32
P1	H16	0.2	0.925	0.74	12086	1.571	15	32551	44637	61420	45
P1	H17	0.2	1.2	0.96	75245	1.005	20	20261	95506	79680	80
P1	H18	0.2	1.9	1.52	30898	2.262	14	103147	134046	126160	126
P1	V01	0.35	0.7	0.56	20280	1.571	10	36950	57230	81340	57
P1	V02	0.2	0.8	0.64	23814	1.571	10	42228	66042	53120	53
P1	V03	0.2	0.775	0.62	80459	1.005	20	13085	93544	51460	51
P1	V04	0.2	3.8	3.04	132581	1.005	20	64159	196740	252320	197
P1	V05	0.35	3.05	2.44	9791	1.005	20	51496	61287	354410	61
P1	V06	0.2	6.2	4.96	173454	1.005	20	104681	278135	411680	278
P1	V07	0.2	2.9	2.32	49795	1.005	15	65285	115080	192560	115
P1	V08	0.2	0.7	0.56	29647	1.005	20	11819	41466	46480	41
P1	V09	0.2	3.3	2.64	75064	1.005	20	55717	130781	219120	131
P1	V10	0.2	3.775	3.02	102111	1.005	20	63737	165848	250660	166
P1	V11	0.2	2.71	2.17	18598	1.005	20	45756	64354	179944	64
P1	V12	0.2	6.2	4.96	48763	2.262	14	336586	385349	411680	385
P1	V13	0.2	1.2	0.96	8845	1.571	20	31671	40516	79680	41
P1	V14	0.2	3.3	2.64	111765	1.005	16	69647	181412	219120	181
P1	V15	0.2	3.4	2.72	26051	1.005	20	57406	83456	225760	83
P1	V16	0.2	1.575	1.26	60314	1.005	16	33240	93554	104580	94
P1	V17	0.2	0.85	0.68	76339	1.005	16	17939	94278	56440	56
P1	V18	0.2	1.6	1.28	17978	1.005	16	33768	51746	106240	52
P1	V19	0.2	0.775	0.62	12707	1.005	16	16356	29064	51460	29
P1	V20	0.2	0.625	0.50	14833	1.005	16	13191	28024	41500	28
P1	V21	0.2	0.625	0.50	16959	1.005	20	10553	27512	41500	28
P1	V22	0.2	1.05	0.84	19086	1.571	20	27712	46798	69720	47