



TESI DE MÀSTER

Màster

Máster en Ingeniería estructural y de la construcción

Títol

Estudio de pórticos no arriostrados de acero inoxidable sometidos a acciones sísmicas

Autor

Gilberto Herrera Escalante

Tutor

Rolando Antonio Chacón Flores

Intensificació

Análisis y proyecto de estructuras

Data

Mayo de 2018



AGRADECIMIENTOS

A mi padre, a mi madre y a mis hermanas que me han brindado el apoyo en cada momento.

Este trabajo se desarrolla en el marco del proyecto nacional de investigación BIA2016-75678-R, AEI/FEDER, UE “Comportamiento estructural de pórticos de acero inoxidable. Seguridad frente a acciones accidentales de sismo y fuego”, financiado por el MINECO (España).

This work was developed in the frame of the Project BIA2016-75678-R, AEI/FEDER, UE “Comportamiento estructural de pórticos de acero inoxidable. Seguridad frente a acciones accidentales de sismo y fuego”, funded from the MINECO (Spain).



RESUMEN

En el siguiente trabajo se realiza la evaluación del comportamiento ante acciones sísmicas de 36 pórticos resistentes a momento constituidos 12 por acero al carbono, 12 de acero inoxidable y 12 híbridos utilizando acero inoxidable en las zonas de disipación de energía. Para esto se utiliza el software de elementos finitos Abaqus/CAE para realizar el análisis estático no lineal (Pushover) y así obtener las curvas de capacidad y posteriormente aplicar el método N2 planteado en el Eurocódigo 8 para obtener el punto de desempeño de cada uno de los pórticos para tres valores de aceleración máxima del terreno y con esto obtener parámetros de comportamiento de la estructura.



ABSTRACT

In the following work is performed the evaluation of the behavior against seismic actions of 36 moment resisting frames constituted 12 by carbon steel, 12 stainless steel and 12 hybrids using stainless steel in the energy dissipation zones. The Abaqus/CAE finite element software is used to perform the static non-linear analysis (Pushover) and obtain the capacity curves, subsequently the N2 method proposed in the Eurocode 8 is applying to obtain the performance point for three values of peak ground accelerations, obtaining behavior factors of the structure.

Tabla de contenido

AGRADECIMIENTOS	i
RESUMEN	ii
ABSTRACT	iii
Lista de figuras	vi
Lista de tablas	ix
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Objetivo general	1
1.2 Objetivos específicos	1
1.3 Metodología	2
1.4 Estructura del documento	2
2. ESTADO DEL ARTE	3
2.1 Acero Inoxidable	3
2.1.1 Clasificación de los aceros inoxidables	4
2.1.1.1 Aceros inoxidables austeníticos	4
2.1.1.2 Aceros inoxidables ferríticos	4
2.1.1.3 Aceros inoxidables dúplex (austenítico-ferrítico)	5
2.1.1.4 Aceros inoxidables martensíticos	5
2.1.1.5 Aceros inoxidables endurecidos por precipitación	5
2.1.2 Aplicaciones en la industria de la construcción	5
2.1.3 Comportamiento tenso-deformacional	6
2.1.3.1 Comportamiento frente a cargas cíclicas	7
2.1.4 Nomenclatura	8
2.2 Sismo	10
2.2.1 Magnitud	10
2.2.2 Intensidad	11
2.2.3 Diseño sismorresistente	11
2.2.3.1 Ductilidad	12
2.2.3.2 Definición de la acción sísmica	14
2.2.3.3 Conceptos para el diseño de estructuras sismorresistentes	15
2.2.3.4 Métodos de análisis	17
2.2.3.4.1 Análisis estático no lineal (pushover)	17
2.2.3.4.2 Análisis dinámico no lineal (Time-history)	17

2.3	Sistemas estructurales.....	18
2.3.1	Pórticos resistentes a momento	20
3.	MODELO NUMÉRICO Y TIPO DE ANÁLISIS	23
3.1	Introducción	23
3.2	Modelado de la estructura	23
3.2.1	Definición de los materiales.....	24
3.2.2	Elemento a utilizar	28
3.2.3	Estudio de convergencia de malla.....	29
3.3	Validación del programa	30
3.3.1	Análisis de autovalores de viga biapoyada.....	30
3.3.2	Análisis de autovalores de pórtico de un vano y una altura	32
3.2.3	Calibración del modelo.....	34
3.4	Tipo de análisis. Punto de desempeño mediante método N2	36
4.	ESTUDIO PARAMÉTRICO.....	40
4.1	Introducción	40
5.	RESULTADOS.....	47
5.1	Análisis estático no lineal.....	47
5.2	Punto de desempeño.....	54
6.	CONCLUSIONES	66
7.	REFERENCIAS.....	68
A.	Anejo 1	70

Lista de figuras

Figura 2-1 Grupos de aceros inoxidables según porcentaje de níquel y cromo (EN-1993, Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1.4 General rules - Supplementary rules for stainless steel, 1996).....	4
Figura 2-2 Curvas tensión-deformación para el acero inoxidable y el acero al carbono (Manual de diseño para acero inoxidable, 2017)	6
Figura 2-3 Definición de la resistencia correspondiente a una deformación remanente de 0,2% (Manual de diseño para acero inoxidable, 2017)	7
Figura 2-4 curvas tensión-deformación bajo cargas cíclicas del acero al carbono y acero inoxidable	8
Figura 2-5 Modelo elastoplástico con un solo grado de libertad	13
Figura 2-6 Forma del espectro de respuesta elástico (EN-1998, 2004).....	15
Figura 2-7 Curva de capacidad	17
Figura 2-8 Acelerograma	18
Figura 2-9 Pórticos resistentes a momento (EN-1998, 2004)	19
Figura 2-10 Pórticos arriostrados concéntricamente (EN-1998, 2004)	19
Figura 2-11 Pórticos arriostrados excéntricamente (EN-1998, 2004)	19
Figura 2-12 Péndulos invertidos (EN-1998, 2004)	19
Figura 2-13 Estructuras con núcleos de hormigón (EN-1998, 2004)	20
Figura 2-14 Pórticos resistentes a momento combinados con arriostramientos concéntricos (EN-1998, 2004).....	20
Figura 2-15 Pórticos resistentes a momento combinado con núcleo de hormigón	20
Figura 2-16 Componentes estructurales de un pórtico resistente a momento (Crisafulli, 2018)	21
Figura 2-17 Leyes de momento-curvatura de secciones transversales de clases 1 a 4 (EAE, 2012)	22
Figura 3-1 Modelos simplificados del comportamiento resistente del acero estructural (EN-1993, Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1.5 Plated structural elements- Annex C. Finite element methods of analysis, 2006).....	24
Figura 3-2 Modelos elastoplásticos acero al carbono	25
Figura 3-3 Principales parámetros del modelo material	26
Figura 3-4 Modelo comportamiento tensión-deformación acero inoxidable austenítico 1.4301	27
Figura 3-5 Comparación del comportamiento de los materiales	28
Figura 3-6 Elementos permitidos por Abaqus/CAE (SIMULIA, 2016)	28
Figura 3-7 Resultados de estudio de convergencia a) Porcentaje de error-Número de elementos b) Porcentaje de error-Tiempo de análisis.....	30
Figura 3-8 Modelo de viga biapoyada	31
Figura 3-9 Resultados de autovalor 1 obtenido con Abaqus, 1,2242.....	31
Figura 3-10 Dimensiones y cargas de pórtico	32
Figura 3-11 Deformada del modo 1 del análisis de autovalores con Abaqus	32
Figura 3-12 Imperfecciones globales de la estructura.....	33
Figura 3-13 Benchmark Configuración del pórtico	35

Figura 3-14	Calibración curva de capacidad	35
Figura 3-15	Determinación de la relación elastoplástico perfecta fuerza-desplazamiento. (A mecanismo plástico) (EN-1998, 2004)	37
Figura 3-16	Determinación del desplazamiento objetivo para un sistema equivalente de un solo grado de libertad (EN-1998, 2004)	39
Figura 4-1	Geometría pórticos de estudio	40
Figura 4-2	Cargas.....	40
Figura 4-3	Conexión 1 pórtico de estudio.....	41
Figura 4-4	Conexión 2 pórtico de estudio.....	41
Figura 4-5	Conexión 3 pórtico de estudio.....	41
Figura 4-6	Secciones transversales para vigas y columnas	41
Figura 4-7	Nomenclatura de pórticos de estudio.....	42
Figura 4-8	Configuración de pórtico híbrido	44
Figura 4-9	Espectros de respuesta para los valores de aceleración máxima del terreno	45
Figura 4-10	Modos de vibración	45
Figura 4-11	Desplazamientos afines a modos de vibración.....	46
Figura 4-12	Perfil de cargas laterales.....	46
Figura 5-1	Curvas de capacidad, configuración 1 sección transversal, conexión tipo 1	47
Figura 5-2	Curvas de capacidad, configuración 1 sección transversal, conexión tipo 2	47
Figura 5-3	Curvas de capacidad, configuración 1 sección transversal, conexión tipo 3	48
Figura 5-4	Curvas de capacidad, configuración 2 sección transversal, conexión tipo 1	48
Figura 5-5	Curvas de capacidad, configuración 2 sección transversal, conexión tipo 2	48
Figura 5-6	Curvas de capacidad, configuración 2 sección transversal, conexión tipo 3	49
Figura 5-7	Curvas de capacidad, configuración 3 sección transversal, conexión tipo 1	49
Figura 5-8	Curvas de capacidad, configuración 3 sección transversal, conexión tipo 2	49
Figura 5-9	Curvas de capacidad, configuración 3 sección transversal, conexión tipo 3	50
Figura 5-10	Curvas de capacidad, configuración 4 sección transversal, conexión tipo 1	50
Figura 5-11	Curvas de capacidad, configuración 4 sección transversal, conexión tipo 2	50
Figura 5-12	Curvas de capacidad, configuración 4 sección transversal, conexión tipo 3	51
Figura 5-13	Cortantes basales máximos y desplazamientos para cortante basal máximo...53	
Figura 5-14	Cortantes basales al límite elástico y respectivos desplazamientos.....53	
Figura 5-15	Curva de capacidad P11 S355	54
Figura 5-16	Espectro de respuesta elástico PGA 0,50g	54
Figura 5-17	Comparación de curva de capacidad equivalente un solo grado de libertad y la curva de múltiples grados de libertad P11 S355.....56	
Figura 5-18	Punto de desempeño del sistema equivalente de un solo grado de libertad P11 S355	57
Figura 5-19	Factores de comportamiento	58
Figura 5-20	Factores de comportamiento (PGA 0,30g)	59
Figura 5-21	Factores de comportamiento (PGA 0,50g)	60
Figura 5-22	Factores de comportamiento (PGA 0,85g)	61
Figura 5-23	Factores de comportamiento (PGA 1,70g)	62
Figura 5-24	Deformación plástica 0,03g.....	64
Figura 5-25	Deformación plástica 0,50g.....	64



Figura 5-26 Deformación plástica 0,85g.....	64
Figura 5-27 Deformación plástica 1,70g.....	64
Figura A-1 Comparación de factores de comportamiento.....	79

Lista de tablas

Tabla 2-1 Valores nominales del límite elástico y de la resistencia última para los aceros inoxidables más usuales según EN 10088 (N/mm ²)	9
Tabla 2-2 Valores nominales del límite elástico y de la resistencia última para aceros inoxidables estructurales según EN 10088	9
Tabla 2-3 Valores de los parámetros que describen el espectro de respuesta elástico (EN-1998, 2004)	15
Tabla 3-1 Valores tensión-deformación modelo elastoplástico acero al carbono	25
Tabla 3-2 Valores de η a emplear en la determinación del módulo secante (Manual de diseño para acero inoxidable, 2017)	26
Tabla 3-3 Valores tensión-deformación acero inoxidable austenítico 1.4301	27
Tabla 3-4 Estudio de convergencia para el periodo de la estructura	29
Tabla 3-5 Estudio de convergencia para desplazamiento vertical máximo	29
Tabla 3-6 Propiedades de la sección transversal de viga biapoyada	30
Tabla 3-7 Comparación de resultado teórico con el obtenido con Abaqus	31
Tabla 3-8 Dimensiones secciones transversales pórtico	32
Tabla 3-9 Comparación resultados obtenidos con Abaqus y método de la EAE	34
Tabla 3-10 Benchmark, configuración secciones transversales	34
Tabla 4-1. Secciones transversales, configuración 1	42
Tabla 4-2. Secciones transversales, configuración 2	42
Tabla 4-3. Secciones transversales, configuración 3	42
Tabla 4-4. Secciones transversales, configuración 4	42
Tabla 4-5 Resumen de pórticos de estudio	43
Tabla 4-6 Valores para la construcción de los espectros de respuesta elásticos	44
Tabla 4-7 Desplazamientos normalizados	45
Tabla 5-1 Cortantes máximos, límite elástico y energía elástica	52
Tabla 5-2 Valores para construcción de espectro de respuesta	54
Tabla 5-3 Obtención coeficiente Gamma	55
Tabla 5-4 Valores de curva equivalente un solo grado de libertad para interpolación de F_y^*	55
Tabla 5-5 Interpolación de $S_e(T^*)$	56
Tabla 5-6 Iteración 2, valores de curva equivalente de un solo grado de libertad para interpolación de F_y^*	57
Tabla A-1 Factores de comportamiento (PGA 0,30g)	70
Tabla A-2 Factores de comportamiento (PGA 0,50g)	71
Tabla A-3 Factores de comportamiento (PGA 0,85g)	72
Tabla A-4 Factores de comportamiento (PGA 1,70g)	73
Tabla A-5 Demanda de ductilidad, amortiguamiento equivalente y porcentaje de energía disipada (PGA 0,30g)	74
Tabla A-6 Demanda de ductilidad, amortiguamiento equivalente y porcentaje de energía disipada (PGA 0,50g)	75
Tabla A-7 Demanda de ductilidad, amortiguamiento equivalente y porcentaje de energía disipada (PGA 0,85g)	76



Tabla A-8 Demanda de ductilidad, amortiguamiento equivalente y porcentaje de energía disipada (PGA 1,70g)	77
Tabla A-9 Valores medios y coeficientes de variación de los factores de comportamiento (PGA 0,30g)	78
Tabla A-10 Valores medios y coeficientes de variación de los factores de comportamiento (PGA 0,50g)	78
Tabla A-11 Valores medios y coeficientes de variación de los factores de comportamiento (PGA 0,85g)	78
Tabla A-12 Valores medios y coeficientes de variación de los factores de comportamiento (PGA 1,70g)	78

1. INTRODUCCIÓN

Los sismos son fenómenos naturales que cuando no se tienen un diseño sismorresistente adecuado, tienen el potencial de generar grandes daños tanto económicos como humanos, por lo cual continuamente se realizan investigaciones en todo el mundo para lograr diseños y construcciones con una respuesta sismorresistente más eficiente y así salvaguardar la vida de las personas.

Actualmente los códigos de diseño se centran en el uso del hormigón armado y del acero al carbono para el diseño sismorresistente debido a que son los materiales más utilizados para la construcción de edificaciones.

El acero inoxidable es un material relativamente nuevo cuyo uso en la construcción cada día aumenta más gracias a su resistencia a la corrosión en ambientes agresivos y a sus excelentes propiedades mecánicas, y su atractivo estético.

Estudiar el comportamiento del acero inoxidable como material estructural en edificaciones sismorresistentes es fundamental para lograr diseños que optimicen el uso del material.

1.1 Objetivo general

El objetivo principal del presente trabajo es evaluar y comparar el comportamiento estructural frente acciones sísmicas de pórticos no arriostrados resistentes a momento constituidos por acero inoxidable, ya sea en la totalidad del pórtico o en las zonas de disipación de energía, comparándolos con el comportamiento que tendría el mismo pórtico formado por acero al carbono y con esto poder determinar la factibilidad desde un punto de vista de diseño, el utilizar o no el acero inoxidable como material común de construcción para pórticos que se encuentren en zonas vulnerables a las acciones sísmicas.

1.2 Objetivos específicos

Estudiar la influencia que tienen las acciones sísmicas, para diferentes niveles de aceleración máxima del terreno, sobre pórticos resistentes a momento.

Calcular y hacer una comparación del valor de sobrerresistencia para cada valor de la aceleración máxima del terreno y para cada configuración en el material de los pórticos.

Evaluar y comparar la ductilidad de diseño de pórticos resistentes a momento con tres configuraciones distintas en cuanto a material, utilizando acero al carbono, acero inoxidable y una combinación de acero al carbono y acero inoxidable en las zonas de disipación de energía.

Estudiar la relación de energía disipada para distintos valores de aceleración máxima del terreno y diferentes configuraciones en el material de los pórticos.

Estudiar la influencia de la variación de la rigidez de las conexiones en las zonas de disipación de energía.

1.3 Metodología

La metodología por utilizar para completar los objetivos del trabajo será, en primer lugar, determinar las variables a estudiar, teniendo cuatro variables en total, las cuales son las secciones transversales de vigas y columnas, el tipo de conexión viga-columna, configuración del material y los distintos valores de aceleración máxima del terreno.

Una vez definidas las variables anteriores, se procederá a realizar los modelos de elementos finitos en el software Abaqus/CAE para con ello obtener la curva de capacidad de cada pórtico mediante análisis no lineal estático (pushover). Con las curvas de capacidad se procederá a calcular el punto de desempeño para cada pórtico y cada demanda sísmica utilizando el método N2 planteado en el Eurocódigo 8. Teniendo el cálculo de cada uno de los parámetros mencionados se realizará el tratamiento de los resultados para así poder presentar las conclusiones según los resultados que nos arroje el estudio.

1.4 Estructura del documento

El trabajo está dividido cinco capítulos, en el presente capítulo se presentan los objetivos a alcanzar, así como la metodología a seguir para cumplir los objetivos. El capítulo 2 nos lleva al estado del arte, haciendo investigación sobre las acciones sísmicas, el acero inoxidable que es nuestro material de estudio, las normativas existentes, los diferentes tipos estructurales que existen para estructuras de acero, se presentan los conceptos de ductilidad, sobrerresistencia y disipación de energía y de distintos métodos de análisis utilizados para el diseño sísmico.

En el capítulo 3 se explica el análisis a realizar por medio de elementos finitos, así como el programa a utilizar para dicho análisis, se presentan distintos cálculos realizados en el programa para con esto poder calibrar nuestro modelo y validar los resultados que se obtendrán de dicho programa. Se explica el tipo de elemento a utilizar, se expone la geometría del pórtico base y se realiza un estudio de convergencia para elegir el tamaño óptimo de la malla. También se explica el tipo de análisis a realizar para la obtención de las curvas de capacidad y el método iterativo para encontrar el punto de desempeño de la estructura.

En el capítulo 4 se presenta el estudio paramétrico, definiendo las variables a utilizar, conexiones viga-columna, las distintas secciones transversales, configuración de material y los distintos valores de aceleración máxima a utilizar en el estudio. Dentro de este capítulo se presentarán los resultados obtenidos de las curvas de capacidad de las distintas configuraciones de los pórticos.

Por último, en el capítulo 5 se realiza el tratamiento de los resultados estudiando y comparando los parámetros de ductilidad, coeficiente de sobrerresistencia y disipación de energía para con esto finalizar el trabajo con el capítulo 6 y 7 donde se presentan las conclusiones y las futuras líneas de investigación relacionadas con este trabajo.

2. ESTADO DEL ARTE

2.1 Acero Inoxidable

Los aceros inoxidables se han utilizado en la industria de la construcción desde su invento hace más de 100 años. El acero inoxidable tiene una tasa de recuperación real casi del 100%, su capacidad de la resistencia a la corrosión ha hecho que sea utilizado generalmente para fachadas y cubiertas. Su consumición anual ha aumentado con una tasa de crecimiento del 5% durante los últimos 20 años, pasando la tasa de crecimiento de otros materiales. La tasa de crecimiento del consumo de acero inoxidable en la industria de la construcción ha aumentado todavía más rápido, esto debido al rápido desarrollo en China. Se estima que, en el 2006, aproximadamente 4 millones de toneladas de acero inoxidable se utilizaron en la industria de la construcción, esto es el 14% de la cantidad total consumida. Existe una amplia variación de consumo entre diferentes países en cuanto a la cantidad de acero inoxidable empleado en la construcción, se puede comparar China, la cual el 20% de su consumo va a la industria de la construcción, mientras que en Alemania este porcentaje es de menos del 7% (Baddoo, 2008).

Los productos de acero inoxidable presentan una gran durabilidad gracias a su resistencia a la corrosión particularmente elevada, lo cual también genera un atractivo estético, ya que su aspecto no cambia con el pasar del tiempo, además presentan buenas propiedades de resistencia, tenacidad y fatiga. Es el material de elección para aplicaciones en zonas con ambientes agresivos, como pueden ser edificios y estructuras en zonas costeras, expuestas a sales de deshielo y en lugares contaminados.

La alta ductilidad de los aceros inoxidables los hace especialmente adecuados para resistir cargas sísmicas en las que se requiere una mayor capacidad de disipación de energía.

El acero inoxidable es una familia de aceros resistentes a la corrosión y a altas temperaturas que contienen un mínimo del 10,5% de cromo y menos del 1,2% de carbono (Norma UNE EN 10088: Aceros Inoxidables). Existe una amplia gama de aceros inoxidables con diferentes requisitos de resistencia, soldabilidad, tenacidad, distintos niveles de resistencia mecánica, así como distintos niveles de resistencia a la corrosión. Este conjunto de propiedades del acero inoxidable es el resultado de adiciones controladas de elementos de aleación, que afectan las propiedades mecánicas y la capacidad de resistir en distintos ambientes corrosivos.

La combinación del contenido en cromo superior al 10,5%, una superficie limpia y la exposición a cualquier entorno oxidante, se forma espontáneamente una capa transparente y muy adherida de óxido rico en cromo sobre la superficie del acero inoxidable, que se repara inmediatamente en presencia de oxígeno si es dañada. Mientras el acero inoxidable sea lo suficientemente resistente a la corrosión para el ambiente de servicio, no reaccionará más con la atmósfera. La estabilidad de la capa de protección depende de la composición del acero inoxidable, su tratamiento superficial y la corrosividad de su entorno. Su estabilidad aumenta

a medida que aumenta el contenido de cromo y se mejora adicionalmente mediante adiciones de aleación de molibdeno y nitrógeno (Manual de diseño para acero inoxidable, 2017).

2.1.1 Clasificación de los aceros inoxidables

La clasificación del acero inoxidable se divide en cinco grupos (Figura 2-1), los cuales tienen propiedades únicas que les dan distintos niveles de resistencia a la corrosión. Las cinco clasificaciones son aceros inoxidables austeníticos, ferríticos, dúplex, martensíticos y endurecidos por precipitación.

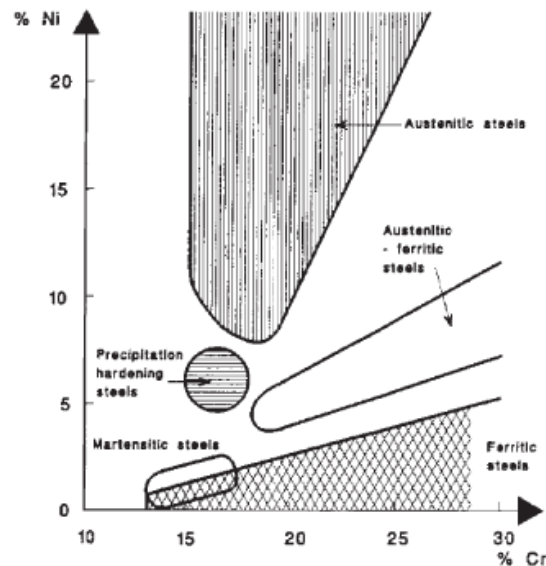


Figura 2-1 Grupos de aceros inoxidables según porcentaje de níquel y cromo (EN-1993, Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1.4 General rules - Supplementary rules for stainless steel, 1996)

2.1.1.1 Aceros inoxidables austeníticos

Estos aceros inoxidables tienen entre un 17 a un 18% de contenido de cromo, y un contenido de níquel que va de entre el 8 y el 11%. El acero inoxidable austenítico tiene una estructura atómica cúbica centrada en las caras, a diferencia del acero al carbono, que tiene una estructura atómica cristalina cúbica centrada en el cuerpo. Comparados con los aceros al carbono, los aceros austeníticos tienen mejor tenacidad para un amplio rango de temperaturas. Al trabajarse en frío se puede mejorar su resistencia, pero no así con tratamientos térmicos. Como ya se mencionó la resistencia a la corrosión se puede mejorar aumentando el porcentaje de cromo y con adiciones de molibdeno y nitrógeno. En general es el tipo de acero inoxidable más utilizado en edificación y construcción.

2.1.1.2 Aceros inoxidables ferríticos

El contenido de cromo para este grupo de aceros inoxidables va entre el 10,5 y el 18%, su contenido de níquel es prácticamente nulo y su estructura atómica es centrada en el cuerpo al igual que los aceros al carbono. En comparación con los aceros inoxidables austeníticos su precio es más bajo y estable. Su nivel de ductilidad es menor y también son menos soldables que los austeníticos. La resistencia se puede aumentar en menor medida que los austeníticos.

mediante un trabajado en frío, y al igual que los austeníticos su resistencia no aumenta con tratamientos térmicos. Estos aceros se utilizan típicamente en ambientes interiores o en ambientes exteriores con condiciones atmosféricas suaves. La resistencia a la corrosión se puede mejorar con la adición de molibdeno. Los aceros inoxidables ferríticos se utilizan generalmente en espesores iguales o menores a los 4 mm.

2.1.1.3 Aceros inoxidables dúplex (austenítico-ferrítico)

Su microestructura mixta entre austenítico y ferrítico hace que también se les denomine aceros austeníticos-ferríticos. Su contenido de cromo esta entre el 20 y 26%, también tienen un contenido de níquel que va del 1 al 8%, adicionalmente contienen molibdeno y nitrógeno, con contenidos del 0,05 a 5% y del 0,05 al 0,3% respectivamente. Al igual que los austeníticos y los ferríticos su resistencia se puede mejorar con el trabajado en frío, pero no mediante tratamiento térmico. Son dos veces más resistentes en la condición de recocido, lo cual les permite utilizar secciones transversales más pequeñas. Los espesores utilizados suelen ser mayores a los utilizados en los aceros inoxidables ferríticos.

2.1.1.4 Aceros inoxidables martensíticos

Al igual que el acero al carbono y el acero inoxidable ferrítico tienen una estructura centrada en el cuerpo y debido a su alto contenido de carbono este grupo de aceros inoxidables si puede aumentar su resistencia por medio de tratamientos térmicos. Se utilizan generalmente en situaciones en las que se le puede sacar provecho de su resistencia al desgaste, como lo es en instrumentos quirúrgicos, cubertería, cuchillos industriales, placas de apoyo y palas de turbinas. Se pueden soldar, pero es necesario realizar un tratamiento térmico después del proceso de soldado, por lo cual limita su uso en elementos soldados.

2.1.1.5 Aceros inoxidables endurecidos por precipitación

Su resistencia puede aumentarse mucho mediante tratamiento térmico y adquirir tres grupos distintos de microestructura en función del grado: martensítico, semi-austenítico y austenítico. Su resistencia a la corrosión es mejor que los aceros inoxidables martensíticos y similar a la de los aceros inoxidables austeníticos. Su utilización es en general en la industria aeroespacial, pero también llega a utilizarse en barras traccionadas y tornillos que requieran alta resistencia y resistencia a la corrosión moderada.

2.1.2 Aplicaciones en la industria de la construcción

El uso de miembros de acero inoxidable se ha incrementado cada vez más para aplicaciones estructurales en los últimos años debido a su alta resistencia a la corrosión, facilidad de mantenimiento, apariencia agradable y resistencia al fuego mejorada. Sin embargo, el uso del acero inoxidable como material resistente es aún limitado, principalmente debido a su alto costo de fabricación (Real & Mirambell, 2005).

Las aplicaciones dentro de la industria de la construcción para los aceros inoxidables austeníticos y dúplex se utilizan en vigas, columnas, plataformas y soportes para la construcción de plantas para la industria de tratamiento de aguas, celulosa y papel, industria nuclear, biomasa, química, farmacéutica y de alimentos y bebidas. En la construcción de

puentes se suele utilizar para vigas y columnas principales, clavijas, barreras, barandillas, revestimiento de cables y juntas de dilatación. En estructuras que están expuestas al agua como malecones y muelles, o como elementos estructurales y elementos de fijación en piscinas. Son utilizados también como revestimiento de túneles, barreras de seguridad, barandillas de mano, mobiliario urbano. Su uso también se da en diseños especiales como pueden ser diseños resistentes a explosiones y fuego, así como para escaleras auxiliares y pasarelas en plataformas offshore.

Los grados ferríticos sobre todo se utilizan en revestimientos y cubiertas de edificios. En el sector del transporte se utilizan como elementos resistentes. También se han utilizado históricamente en vagones ferroviarios para la transportación de carbón. Actualmente su uso es reducido como elementos estructurales en la construcción, su uso en este aspecto se puede ampliar a las estructuras mixtas en las que se requiera una larga vida útil, o en condiciones medioambientales moderadamente corrosivas. El acero inoxidable ferrítico podría sustituir al acero galvanizado en sistemas de encofrado permanente. También podrían utilizarse en entornos semicerrados y no calentados y en sistemas de soporte de revestimientos, soportes para alféizares y para mampostería.

2.1.3 Comportamiento tenso-deformacional

Es ampliamente reconocido que el comportamiento del acero inoxidable es considerablemente distinto del que presenta el acero al carbono estructural, con un comportamiento tensión-deformación no lineal incluso desde bajos niveles de deformación (Arrayago, Real, & Mirambell, 2017). Como se puede observar en la figura 2-2, su curva de tensión-deformación es de forma más redondeada y no se observa un límite elástico claramente definido como lo es en el caso del acero al carbono, el cual tiene un comportamiento claramente elástico lineal hasta su límite elástico y una zona plana antes del endurecimiento por deformación.

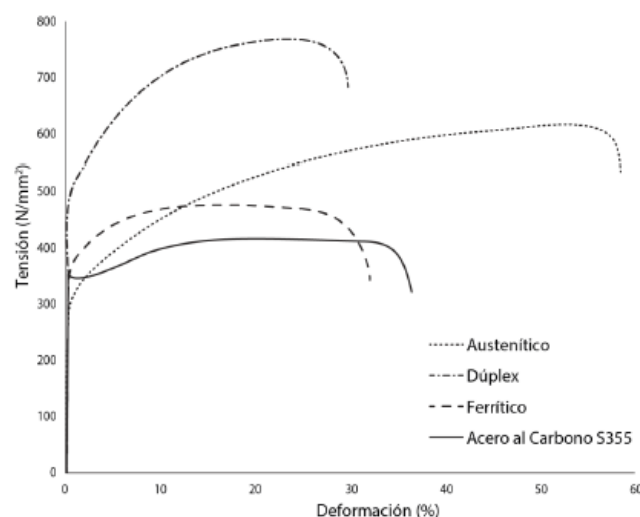
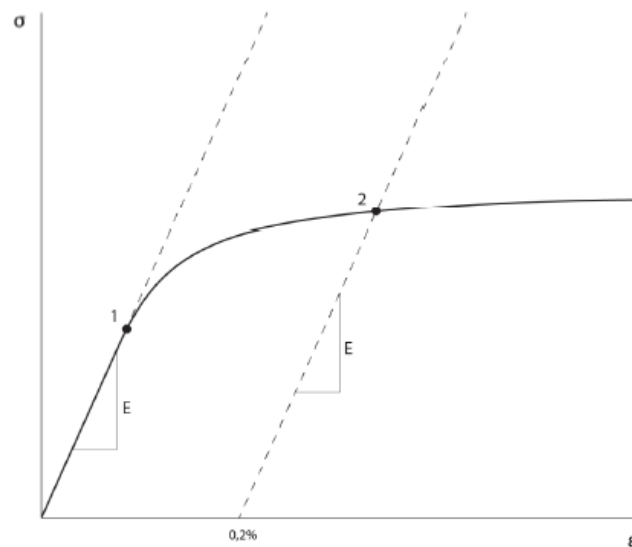


Figura 2-2 Curvas tensión-deformación para el acero inoxidable y el acero al carbono (Manual de diseño para acero inoxidable, 2017)

Se puede observar a partir de la curva tensión-deformación del acero inoxidable ferrítico que su comportamiento esta entre el acero S355y los aceros inoxidables austeníticos y dúplex, presenta un comportamiento no lineal, pero menos marcado que los otros tipos de acero inoxidable, se asemeja más a la curva del acero S355, pero ofrece más resistencia que este último.

El límite elástico del acero inoxidable se expresa en términos de una resistencia de prueba definida para un determinado valor de deformación remanente (convencionalmente la deformación del 0,2%). En la figura 2-3 se define la resistencia correspondiente a una deformación remanente del 0,2%, conocido también como el valor del límite elástico del 0,2%. El límite de proporcionalidad del límite elástico varia del 40 al 70% de la resistencia correspondiente a una deformación resistente del 0,2%.

Otra diferencia que se puede observar en el comportamiento del acero inoxidable es que presenta un gran endurecimiento por deformación además de una gran ductilidad, gracias a estas características el acero inoxidable, especialmente los grados austeníticos, pueden absorber impactos considerables sin que ocurra la fractura (Manual de diseño para acero inoxidable, 2017).



1. Límite elástico (de proporcionalidad)
2. Tensión correspondiente a una deformación remanente de 0,2%

Figura 2-3 Definición de la resistencia correspondiente a una deformación remanente de 0,2% (Manual de diseño para acero inoxidable, 2017)

2.1.3.1 Comportamiento frente a cargas cíclicas

Bajo condiciones de sismo extremas, los miembros estructurales, particularmente los que actúan como elementos disipadores de energía, presentan pequeños números de ciclos de desplazamiento muy grandes. Se han realizado estudios para ver el comportamiento del acero inoxidable y desarrollar parámetros de endurecimiento cíclico, los cuales han sido útiles para

incorporarlos en modelos numéricos para predecir la fractura de miembros estructurales sometidos a cargas cíclicas de gran amplitud (Nip, Gardner, Davies, & Elghazouli, 2010).

En la figura 2-4 se muestran las curvas tensión deformación del acero al carbono y acero inoxidable, se comparan las curvas obtenidas con cargas monotónicas y con cargas cíclicas, el acero inoxidable muestra un gran endurecimiento cíclico. Conforme la deformación es mayor los valores de la tensión aumentan a valores sustancialmente siendo más elevados que los que se dan con la prueba monotónica. Esta diferencia de endurecimiento entre el acero al carbono y el acero inoxidable se debe a la estructura atómica cubica centrada en las caras para el acero inoxidable austenítico en comparación con la estructura atómica cubica centrada en el cuerpo del acero al carbono.

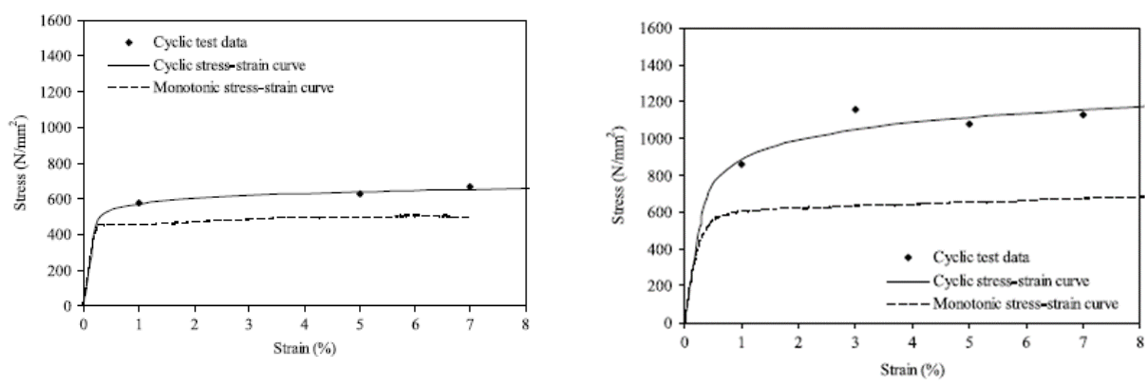


Figura 2-4 curvas tensión-deformación bajo cargas cíclicas del acero al carbono y acero inoxidable

En resumen el acero inoxidable presenta un endurecimiento por deformación, el cual aumenta considerablemente cuando se somete a cargas cíclicas.

2.1.4 Nomenclatura

La nomenclatura utilizada en Europa (EN-10088, 2005) incluye la denominación numérica europea del acero y su nombre, el formato que se utiliza es el siguiente, ejemplo “1.4301” en el cual el “1.” Indica acero, “43” indica un grupo de acero inoxidable y “01” nos dice el grado de identificación individual”. Los grupos de acero inoxidable indicados en el sistema de designación de aceros (EN-10027-2, 2016) son los siguientes:

1.40XX Acero inoxidable con Ni<2.5% sin Mo, Nb y Ti

1.41XX Acero inoxidable con Ni<2.5% y Mo, pero sin Nb y Ti

1.43XX Acero inoxidable con Ni≥2.5% pero sin Mo, Nb y Ti

1.44XX Acero inoxidable con Ni≥2.5% y Mo, pero sin Nb y Ti

1.45XX Acero inoxidable con adiciones especiales

1.46XX Aleaciones con Ni resistentes a los productos químicos y a las temperaturas elevadas

En la tabla 2.1 se presentan los valores nominales del límite elástico y de la resistencia última para los aceros inoxidables más usuales según EN 10088.

Tabla 2-1 Valores nominales del límite elástico y de la resistencia última para los aceros inoxidables más usuales según EN 10088 (N/mm²)

	Grado	Forma de producto							
		Fleje laminado en frío		Fleje laminado en frío		Fleje laminado en frío		Fleje laminado en frío	
		Espesor nominal t							
		$t \leq 8$ mm		$t \leq 13,5$ mm		$t \leq 75$ mm		$t \text{ o } \phi \leq 250$ mm	
	f_y	f_u	f_y	f_u	f_y	f_u	f_y	f_u	
Austenítico	1.4301	230	540	210	520	210	520	190	500
	1.4307	220	520	200	520	200	500	175	500
	1.4318	350	650	330	650	330	630	-	-
	1.4401	240	530	220	530	220	520	200	500
	1.4404	240	530	220	530	220	520	200	500
	1.4541	220	520	200	520	200	500	190	500
	1.4571	240	540	220	540	220	520	200	500
Dúplex	1.4062	530 ¹	700 ¹	480 ²	680 ²	450	650	380 ³	650 ³
	1.4162	530 ¹	700 ¹	480 ²	680 ²	450	650	450 ³	650 ³
	1.4362	450	650	400	650	400	630	400 ³	600 ³
	1.4462	500	700	460	700	460	640	450 ³	650 ³
	1.4482	500 ¹	700 ¹	480 ²	660 ²	450	650	400 ³	650 ³
	1.4662	550 ¹	750 ¹	550 ⁴	750 ⁴	480	680	450 ³	650 ³
Ferrítico	1.4003	280	450	280	450	250 ⁵	450 ⁵	260 ⁶	450 ⁶
	1.4016	260	450	240	450	240 ⁵	430 ⁵	240 ⁶	400 ⁶
	1.4509	230	430	-	-	-	-	200 ⁷	420 ³
	1.4521	300	420	280	400	280 ⁸	420 ⁸	-	-
	1.4621	230 ⁵	400 ⁹	230 ⁸	400 ⁸	-	-	240 ⁷	420 ⁷

Tabla 2-2 Valores nominales del límite elástico y de la resistencia última para aceros inoxidables estructurales según EN 10088

Grado	Condición de trabajado en frío			
	CP350		CP500	
	f_y N/mm ²	f_u ¹ N/mm ²	f_y N/mm ²	f_u ¹ N/mm ²
1.4301	350	600	460	650
1.4318	²	²	460	650
1.4541	350	600	460	650
1.4401	350	600	460	650
1.4571	350	600	460	650

¹ Según EN 10088, la clasificación CP define solamente el valor de la resistencia correspondiente a una deformación remanente del 0,2 % requerido, f_y . Los aceros empleados deberán tener propiedades garantizadas que cumplan con los requisitos tabulados para la resistencia última f_u , a menos que los ensayos empleados demuestren la aceptabilidad de valores menores.

² El grado 1.4318 cuenta con un valor de límite elástico f_y de 350 N/mm² en su condición de recocido, ver la Tabla 2.2.

2.2 Sismo

Los sismos son fenómenos naturales que generalmente ocasionan grandes daños humanos y materiales. En muchas regiones del planeta se producen sismos capaces de colapsar edificaciones, interrumpir actividades económicas, interferir con líneas de comunicación y con los servicios públicos. La principal causa de esto es la respuesta ineficiente de las estructuras ante acciones sísmicas. Entre los años 1900 y 1992 el 75% de las víctimas que ocasionaron los sismos fueron a causa del colapso de edificaciones.

A pesar de los avances en materia de ingeniería sísmica, numerosas estructuras en diferentes partes del mundo, diseñadas empleando normativas de diseño sismorresistente han sufrido daños durante terremotos como el de 1989 en Loma Prieta, el de 1994 en Northridge California o el de 1995 en Kobe, Japón (Bozzo & Barbat, 2000).

Durante los últimos años se han producido grandes sismos que ocasionaron un gran número de víctimas, ejemplos de ellos son los de Chile (1985), México (1985), Armenia (1988), Estados Unidos (1987, 1989, 1994), Colombia (1985, 1994), Perú (1966, 1970, 1974) o Japón (1995). A consecuencia de esto en todo el mundo continuamente se trabaja en investigaciones para reducir los efectos catastróficos que tienen los sismos.

Los sismos son ocasionados por movimientos de la corteza terrestre seguidos de la liberación de la energía liberada. Los más fuertes y frecuentes son los tectónicos, que están asociados a los movimientos de las placas tectónicas. Los fenómenos que se producen durante el sismo consisten en deformaciones tectónicas y en la emisión de ondas a través de la tierra. Las características geométricas de la fuente sísmica, el mecanismo focal del terremoto y las propiedades elásticas e inelásticas del material influyen en las deformaciones tectónicas, mientras que los que afectan la emisión de las ondas son la radiación de la fuente sísmica, el mecanismo de propagación y la geometría y naturaleza del emplazamiento.

La intensidad del movimiento sísmico es uno de los peligros al que están expuestas las construcciones. Para tomar en cuenta el peligro sísmico, frecuentemente se recurre al uso de espectros de diseño que dependen, entre otros aspectos, de la cercanía del sitio a las fuentes generadoras de sismos y de las condiciones locales del terreno (CFE, 2008).

2.2.1 Magnitud

La magnitud es la manera de medir la energía total de los sismos, calculada a partir de registros sísmicos. El concepto de magnitud fue introducido por Charles Francis Richter en 1935 para comparar la energía liberada en el foco por diferentes sismos. La energía total liberada por un sismo es la suma de la energía transmitida en forma de ondas sísmicas y la disipada principalmente en forma de calor. Richter considera que la amplitud de las ondas es prácticamente una medida de energía total y establece para la magnitud local M_L la siguiente relación:

$$M_L = \log A - \log A_0 \quad (1)$$

Donde A es la amplitud máxima registrada en un sismógrafo de torsión Wood-Anderson a una distancia dada y A_0 es una función de atenuación correspondiente a un sismo tomado como patrón ($M_L=0$). La calibración de la escala se hizo tomando $M_L=3$ para un sismo que a 100 km de distancia registra una amplitud $A=1$ mm.

2.2.2 Intensidad

La intensidad se usa como parámetro que describe los daños producidos en edificios y estructuras, así como las consecuencias sobre el terreno y los efectos sobre las personas, por lo que su utilización en la evaluación de daños está muy extendida. Existe una clara diferencia entre los conceptos de magnitud e intensidad sísmica, ya que como se puede ver la primera es una característica propia del sismo, mientras la segunda depende del lugar y de la forma en la que se evalúa el daño producido por el sismo. La evaluación del daño se suele hacer de dos formas, subjetiva y analítica, de las cuales la más utilizada es la evaluación subjetiva.

La manera subjetiva de evaluar los efectos producidos por un sismo consiste en clasificar los daños en las construcciones y el terreno. Debido a que la clasificación es subjetiva, no nos proporciona una idea precisa de la cantidad de energía liberada por un sismo. Por ejemplo, un determinado sismo en un tipo de terreno puede producir valores de intensidad muy altos y a la vez liberar una cantidad de energía muy pequeña.

Existen múltiples escalas para la descripción de la severidad de un sismo, entre las más destacadas se encuentran la de Rossi-Forel (1873), todas las versiones de la escala de Mercalli (1902) y Mercalli Modificada (1931, 1956, 1965), la de Mercalli-Cancani-Sieberg (1917, 1942) y la de Medvedev-Sponheuer-Karnik (1964 y 1992). Estas escalas describen los efectos esperados para cada grado de intensidad para evaluar los efectos del sismo sobre las personas, estructuras y terreno. En Europa la escala más utilizada es la de Medvedev-Sponheuer-Karnik, mientras que en el continente americano la más utilizada es la de Mercalli Modificada.

2.2.3 Diseño sismorresistente

Históricamente el diseño sismorresistente de estructuras ha estado basado en una combinación de resistencia y ductilidad. Para pequeñas frecuencias sísmicas, se espera que la estructura permanezca en el rango elástico, con todos los esfuerzos por debajo del límite plástico. Asimismo, no es razonable esperar que una estructura tradicional responda elásticamente a un sismo de gran magnitud con un alto periodo de retorno. Se sabe, que el diseño utilizado por los ingenieros estructurales está basado en la ductilidad inherente de los edificios para prevenir fallas catastróficas, mientras que se acepta un determinado nivel de daño estructural y no estructural (Villarreal Castro & Oviedo Sarmiento, 2009).

Para lograr un diseño con un costo óptimo, las normativas de diseño aceptan que para un sismo severo las estructuras actúen en un rango no lineal. La acción correspondiente a un sismo de este tipo es varias veces superior a la acción considerada en un diseño práctico,

cuando se utilizan normativas de diseño sísmico. Por este motivo las estructuras entran en el rango inelástico y sufren deformaciones remanentes.

Los criterios actuales de diseño sismorresistente requieren que la estructura soporte un sismo severo sin que llegue al colapso, aunque puedan producirse daños locales importantes. Para ello, las estructuras se diseñan y construyen con detalles que permitan deformaciones inelásticas durante un sismo.

Para el diseño de edificios regulares existen varias normativas que permiten proyectar eficientemente estas estructuras. Las normativas determinan acciones laterales estáticas equivalentes que varían en altura. Generalmente, la estructura se proyecta empleando el primer modo de vibración o modo fundamental.

Se recomienda evitar estructuras irregulares tanto en planta como en elevación y reducir el número de pilares y vigas cortas para así garantizar que la estructura se comporte adecuadamente durante un sismo severo y no sufra una degradación local importante que pudiese ocasionar el colapso.

Cuando no se puede evitar lo mencionado anteriormente, las estructuras deben proyectarse empleando un análisis dinámico, ya sea análisis modal o de integración paso a paso de las ecuaciones del movimiento, o por lo menos, las acciones laterales obtenidas empleando normativas deberían incrementarse sustancialmente.

2.2.3.1 Ductilidad

La ductilidad es la capacidad de un material de deformarse plásticamente sin romperse, es decir un material será dúctil si es capaz de deformarse de manera permanente y apreciable en el rango inelástico antes de fallar. La capacidad de absorción de energía y la capacidad de disipación de energía de un material dependen de la ductilidad. La figura 2-5 muestra un modelo elastoplástico con un solo grado de libertad empleado para definir la energía de absorción, energía de disipación y la ductilidad. El modelo de un solo de libertad comienza a deformarse desde una posición de reposo "O" y alcanza la resistencia lineal elástica en el punto "A" para un cortante positivo V_{ult} . A partir de este punto comienzan las deformaciones plásticas del material hasta llegar al punto "B", que corresponde a una velocidad nula y es donde se inicia el movimiento en sentido contrario. La estructura pasa por la posición de cortante nulo en el punto "G" y alcanza un límite lineal para cortante negativo en el punto "C". Cuando la estructura pasa por la posición "G" una parte de la energía acumulada en este ciclo de carga es transformada en energía cinética y otra parte es disipada por el sistema. La energía de absorción es el área "B-G- x_{pos} " y corresponde a la parte de la energía total transformada en energía cinética, y por ello, devuelta al sistema. El trabajo interno realizado por las rotulas plásticas y que no se devuelve al sistema es la energía de disipación y está representada por el área "O-A-B-G".

El concepto de energía de disipación está más relacionado con el de ductilidad. Si no hay ductilidad, es decir si no se producen deformaciones en el rango plástico, no habrá energía

disipada por el sistema. La energía de disipación también será nula si la estructura responde en el rango elástico.

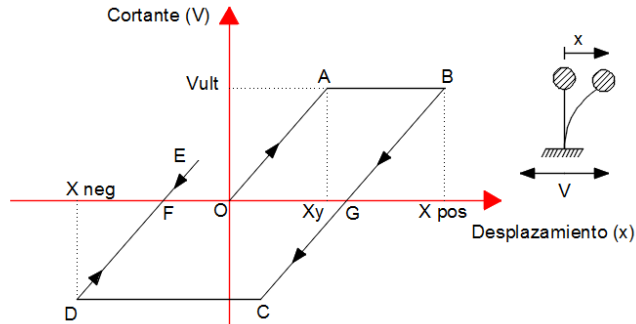


Figura 2-5 Modelo elastoplástico con un solo grado de libertad

Para este modelo de histéresis la ductilidad se puede medir usando al menos alguna de las siguientes definiciones:

$$\mu^+ = \frac{x_{pos}}{x_y} \quad (2)$$

$$\mu^- = \frac{x_{neg}}{x_y} \quad (3)$$

$$\mu^a = \frac{x_{pos} + x_{neg}}{x_y} \quad (4)$$

$$\mu^e = \frac{\text{Área } (O, A, B, C, D, F)}{\text{Área } (O, A, x_y)} \quad (5)$$

Dichas relaciones corresponden a la ductilidad de desplazamiento máximo positivo μ^+ , ductilidad de desplazamiento negativo μ^- , μ^a es la ductilidad de la suma de todos los desplazamientos plásticos y por último μ^e es la ductilidad correspondiente a la energía de disipación total. En la práctica se emplea como medida de ductilidad el máximo valor absoluto del cociente entre los desplazamientos plásticos positivo y negativo y el desplazamiento al límite elástico, de esta manera la ductilidad queda definida por la ecuación (6):

$$\mu = \frac{\max(x_{pos}, x_{neg})}{x_y} \quad (6)$$

La ductilidad se define para el material y de manera global para toda la estructura, la ductilidad global es la capacidad de deformarse plásticamente de la estructura en su totalidad. Esta ductilidad global para un edificio y para un determinado sismo es generalmente menor que la demanda de ductilidad a nivel de material. La ductilidad global suele representarse por la curva del cortante en la base con el desplazamiento máximo en el último nivel del edificio.

2.2.3.2 Definición de la acción sísmica

Para poder definir la acción sísmica para la cual se someterá la estructura es necesario en primer lugar conocer las condiciones del terreno donde se construirá la estructura. Dependiendo de la importancia de la estructura y de las condiciones particulares del proyecto, se deberán de hacer estudios geológicos para determinar las acciones sísmicas.

En general los suelos se clasifican en cinco grupos A, B, C, D y E (EN-1998, 2004), cuya clasificación depende del perfil estratigráfico y distintos parámetros como el valor promedio de velocidad de propagación de las ondas S (V_{s30}), prueba de penetración estándar (N_{SPT}), resistencia al corte del suelo no drenado (c_u).

La clasificación de terreno grupo A son terrenos de roca compactada, suelo cementado o granular muy denso y la velocidad de propagación de las ondas mayor a 750 m/s. Los terrenos del grupo B son de roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros, y la velocidad de propagación de ondas va de los 400 m/s a los 750 m/s. Para el grupo C el suelo es granular de compacidad media, o suelos cohesivos de consistencia firme a muy firme, su velocidad de propagación de ondas esta entre los 200 m/s y los 400 m/s. El grupo E son suelos granulares sueltos, o suelos cohesivos blandos, la velocidad de propagación de las ondas es menor a los 200 m/s.

Otro aspecto que considerar para poder definir la acción sísmica es la localización geográfica de la estructura, la cual nos proporciona la zona sísmica en la cual se encuentra, las normativas de los países subdividen los territorios nacionales en distintas zonas sísmicas dependiendo del peligro sísmico de cada zona. Con esto se tiene la aceleración máxima del terreno, también llamada PGA por sus siglas en inglés Peak Ground Acceleration, que corresponde a un periodo de retorno de la acción sísmica.

EL movimiento sísmico en un punto de la superficie se representa por un espectro de respuesta elástico de aceleración del terreno, llamado espectro de respuesta elástica. Para la componente horizontal de la acción sísmica, el espectro elástico de respuesta se define con las siguientes expresiones:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \quad (7)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad (8)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (9)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right] \quad (10)$$

Donde:

$S_e(T)$ es el espectro de respuesta elástico;

T es el periodo de vibración de un sistema de un solo grado de libertad;

a_g es la aceleración de diseño del terreno;

T_B es el límite inferior del periodo de la rama de aceleración espectral constante;

T_C es el límite superior del periodo de la rama de aceleración espectral constante;

T_D es el valor que define el inicio del rango de respuesta de desplazamiento constante del espectro;

S es el factor del terreno,

η es el factor de corrección por amortiguamiento siendo $\eta=1$ para un amortiguamiento viscoso del 5%.

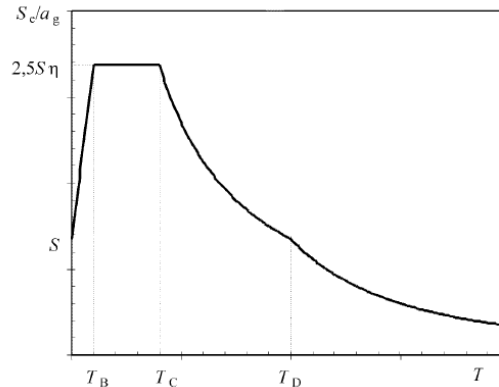


Figura 2-6 Forma del espectro de respuesta elástico (EN-1998, 2004)

Los valores de los periodos T_B , T_C y T_D así como el factor del terreno S que describen la forma del espectro de respuesta elástico dependen del tipo de terreno, en la tabla 2-2 se presentan los valores de estos parámetros.

Tabla 2-3 Valores de los parámetros que describen el espectro de respuesta elástico (EN-1998, 2004)

Tipo de terreno	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.4	0.15	0.5	2.0

El espectro de respuesta elástico de desplazamiento $S_{De}(T)$, se obtendrá directamente de la transformación del espectro de respuesta de aceleración elástico, $S_e(T)$, utilizando la siguiente expresión:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (11)$$

La expresión (11) solo es aplicable para periodos de vibración que no excedan los 4 segundos. Para estructuras con periodos de vibración mayores a los 4 segundos es posible una definición más compleja del espectro de respuesta de desplazamiento elástico.

2.2.3.3 Conceptos para el diseño de estructuras sismorresistentes

En regiones sísmicas el aspecto del riesgo sísmico se debe de tener en cuenta desde las etapas tempranas del diseño conceptual de una estructura, permitiendo así el logro de un

sistema estructural que a costo aceptable satisfaga los requisitos básicos de no colapso y limitación del daño.

Para poder lograr los requisitos mencionados es necesario cumplir con los siguientes conceptos de diseño, la simplicidad de la estructura, uniformidad, simetría y redundancia, resistencia y rigidez bidireccional, resistencia y rigidez torsional, comportamiento diafragmático de los niveles del edificio y una cimentación adecuada.

Para cumplir con la simplicidad de la estructura se deben de plantear trayectorias claras y directas para la transmisión de las fuerzas sísmicas, esto es importante ya que el modelado, análisis, dimensionamiento, detallado y construcción de estructuras simples tiene menos incertidumbres y, por lo tanto, la predicción de su comportamiento sísmico será mucho más confiable.

La uniformidad en planta se caracteriza por una distribución uniforme de los elementos estructurales que permita la transmisión directa de las fuerzas inerciales creadas en las masas distribuidas de la edificación. Cuando no es uniforme, la uniformidad se puede lograr subdividiendo el edificio en unidades independientes con juntas sísmicas. También es importante la uniformidad en la elevación del edificio para eliminar zonas donde puedan ocurrir concentraciones de esfuerzos o una gran demanda de ductilidad provocando así el colapso de la estructura. El uso de elementos estructurales distribuidos uniformemente aumenta la redundancia y permite una redistribución de esfuerzos más favorable, así como una disipación de energía generalizada en toda la estructura.

La acción sísmica es un fenómeno bidireccional por lo cual la estructura debe de ser capaz de resistir las fuerzas horizontales en cualquier dirección. Para lograr esto los elementos estructurales deben de estar distribuidos en planta ortogonalmente, asegurando una resistencia similar en ambas direcciones. La rigidez de la estructura debe de limitar los desplazamientos excesivos para evitar inestabilidad debida a los efectos de segundo orden.

Además de la resistencia y rigidez horizontal es importante que tenga una adecuada resistencia y rigidez torsional para limitar los movimientos torsionales que causan esfuerzos no uniformes en los elementos estructurales. Los arreglos en los que los principales elementos que resisten a la acción sísmica se distribuyen cerca de la periferia del edificio presentan claras ventajas.

En los edificios las losas juegan un papel muy importante en el comportamiento sísmico de la estructura. Estas actúan como diafragmas horizontales que transmiten las fuerzas inerciales al sistema estructural vertical y permite que ambos sistemas actúen juntos para resistir las fuerzas horizontales de la acción sísmica.

Es importante que la cimentación, al momento del diseño y de la construcción de ésta, así como de la conexión de la cimentación con la super estructura permita que el edificio completo se someta a una excitación uniforme debida al sismo.

2.2.3.4 Métodos de análisis

Los efectos sísmicos se pueden determinar de distintas maneras, el método más utilizado para determinar los efectos sísmicos es el análisis modal, usando un modelo lineal elástico de la estructura y un espectro de diseño determinado. Dependiendo de las características de la estructura se puede utilizar uno de los siguientes análisis lineal-elástico, método de análisis de fuerzas laterales y el análisis modal. Una alternativa a los métodos lineales son los métodos no lineales como lo son el análisis estático no lineal (pushover) y el análisis dinámico no lineal en el tiempo (time history).

2.2.3.4.1 Análisis estático no lineal (pushover)

El pushover es un análisis estático no lineal que se realiza bajo condiciones de carga gravitacional constante y cargas horizontales que aumentan monótonamente. Se utiliza para verificar el comportamiento estructural de estructuras nuevas, así como de edificios existentes con los siguientes propósitos, verificar el factor de sobrerresistencia, estimar el mecanismo plástico esperado y la distribución del daño, como alternativa de diseño a un análisis línea estático.

Se debe de aplicar una distribución lateral de cargas ya sea uniforme, basada en fuerzas laterales proporcionales a la masa independientemente de la elevación, y una distribución modal, proporcional a fuerzas laterales consistentes con la distribución de fuerza lateral en la dirección considerada determinada en el análisis elástico.

A partir de las distribuciones de carga aplicados a la estructura se obtiene la curva de capacidad, que es la relación entre el cortante basal y el punto de control de desplazamiento.



Figura 2-7 Curva de capacidad

2.2.3.4.2 Análisis dinámico no lineal (Time-history)

El análisis dinámico no lineal en el tiempo es un análisis paso a paso en el tiempo de la respuesta de la estructura, es utilizado para determinar el comportamiento de estructuras existentes, investigación y para el diseño de estructuras muy singulares. Cuando se van a diseñar estructuras convencionales, este método de análisis no es muy utilizado, debido a su

alto costo computacional y que los resultados se deben utilizar cuidadosamente debido a las incertidumbres que pueden existir en el modelo y en la definición de la acción sísmica.

Para realizar un análisis no lineal en el tiempo las acciones sísmicas se deben representar en términos de aceleración del terreno en función al tiempo, llamados acelerograma (figura 2-8). Cuando el análisis se realiza con un modelo tridimensional, la acción sísmica consistirá en tres acelerogramas que actúen simultáneamente.

Dependiendo de la naturaleza de la aplicación y de la información disponible, el movimiento sísmico se puede describir usando acelerogramas artificiales, utilizar acelerogramas registrados en sismos pasados o bien simular un acelerograma.

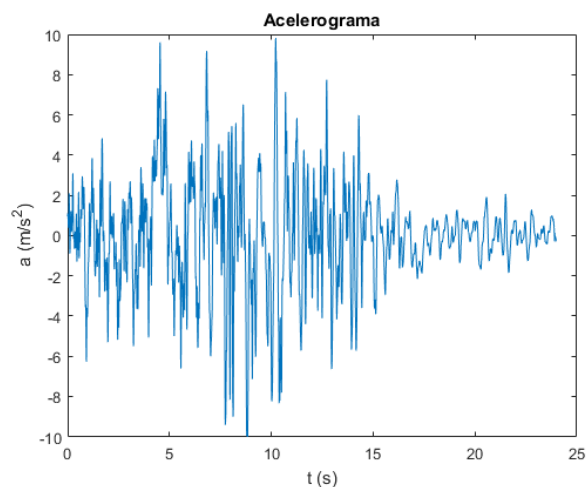


Figura 2-8 Acelerograma

2.3 Sistemas estructurales

El Eurocódigo 8 de diseño de estructuras sismorresistentes (EN-1998, 2004), estipula que las estructuras de acero resistentes a acciones sísmicas se clasifican de la siguiente manera dependiendo de su comportamiento frente al sismo:

Pórticos resistentes a momento: son aquellos en los cuales las fuerzas horizontales son soportadas principalmente por elementos que actúan principalmente flexión (figura 2-9).

Pórticos arriostrados concéntricamente: en estos las fuerzas horizontales son resistidas por elementos sujetos a fuerza axil (figura 2-10).

Pórticos arriostrados excéntricamente: resisten las fuerzas horizontales principalmente por carga axil, pero la excentricidad entre los arriostros es tal que la energía del sismo puede ser disipada en enlaces sísmicos por medio de flexión y/o cortante cíclica (figura 2-11).

Péndulos invertidos: las zonas de disipación de energía están localizadas en la base de las columnas (figura 2-12).

Estructuras con núcleos de hormigón o muros a cortante: en este tipo de estructuras las fuerzas horizontales son resistidas principalmente por los núcleos o muros de hormigón (figura 2-13).

Cabe mencionar que también existen combinaciones de los sistemas antes mencionados, como los son los pórticos resistentes a momento combinados con arriostramientos concéntricos (figura 2-14), y pórticos resistentes a momento combinados con muros de hormigón (figura 2-15).

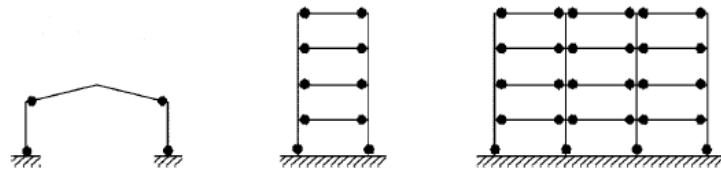


Figura 2-9 Pórticos resistentes a momento (EN-1998, 2004)

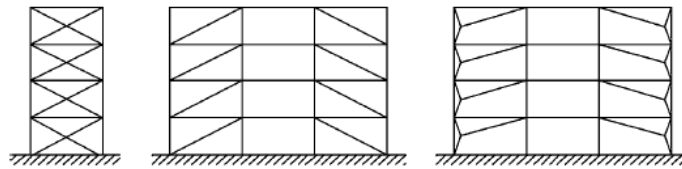


Figura 2-10 Pórticos arriostrados concéntricamente (EN-1998, 2004)

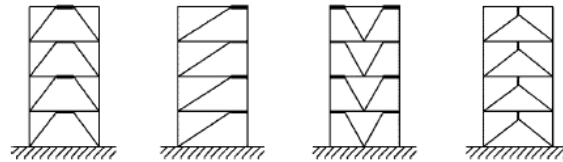


Figura 2-11 Pórticos arriostrados excéntricamente (EN-1998, 2004)

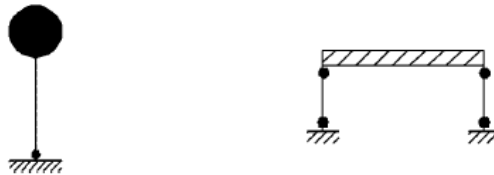


Figura 2-12 Péndulos invertidos (EN-1998, 2004)

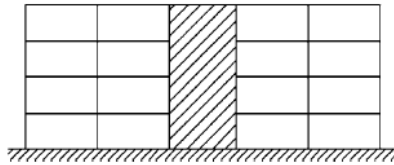


Figura 2-13 Estructuras con núcleos de hormigón (EN-1998, 2004)

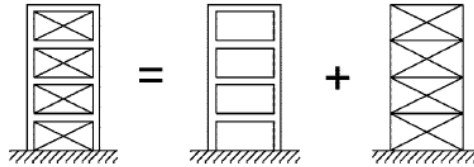


Figura 2-14 Pórticos resistentes a momento combinados con arriostramientos concéntricos (EN-1998, 2004)

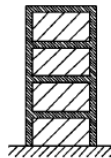


Figura 2-15 Pórticos resistentes a momento combinado con núcleo de hormigón

2.3.1 Pórticos resistentes a momento

Los pórticos resistentes a momento están formados por elementos verticales y horizontales (columnas y vigas) unidos entre sí para formar una estructura resistente. La manera más usual de construir este tipo de pórticos es dando continuidad a las columnas en la zona de los nudos, es decir en las conexiones viga-columna y dejar los empalmes en la zona central de las columnas, que es la zona con donde se presentarían menores esfuerzos de flexión. Desde el punto de vista estructural los componentes principales de este tipo de pórtico son las vigas, columnas, las conexiones viga-columna, los paneles nodales, los empalmes y la base de las columnas (figura 2-16).

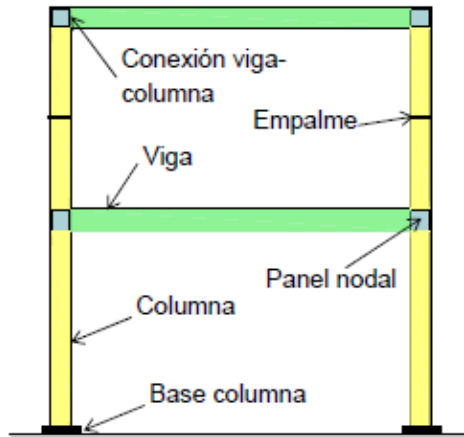


Figura 2-16 Componentes estructurales de un pórtico resistente a momento (Crisafulli, 2018)

Una de las principales características de este tipo de pórticos es su ductilidad y su capacidad de disipación de energía. Para el caso particular de la acción sísmica los momentos flectores desarrollan sus valores máximos en los extremos de vigas y columnas, que son las zonas donde se formaran las rotulas plásticas y disiparan energía por plastificación del acero. Durante el diseño de los pórticos se busca que las rotulas plásticas se formen en los extremos de las vigas, esto a que la falla de una columna puede originar el colapso parcial o total de la edificación, mientras que el fallo en una viga presenta efectos menos significativos.

Los pórticos resistentes a momento se deben diseñar de manera tal que las rotulas plásticas se formen en las vigas o en las conexiones viga-columna, pero no en las columnas, excepto en la base del pórtico, en el último nivel de pórticos con varios niveles y en edificaciones de un solo nivel. Para poder cumplir con esto, es necesario seguir el concepto de “columna fuerte-viga débil” el cual se debe cumplir en todos los nodos, esto se cumple si se satisface la siguiente ecuación (EN-1998, 2004).

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb} \quad (12)$$

Es decir, que la suma de los valores de diseño de los momentos resistentes de las columnas en el nodo sea mayor a 1,3 veces la suma de los valores de diseño de los momentos resistentes de las vigas que llegan al nodo.

Cabe mencionar que para que lo anterior se pueda cumplir, es necesario que las secciones transversales tengan la suficiente capacidad de rotación y no presenten problemas de inestabilidad local, ya que de otro modo no alcanzarían el momento plástico. La clasificación de las secciones transversales se da en función de la influencia de los problemas de inestabilidad de chapas sobre su respuesta resistente, y se definen en cuatro clases, clase 1 o secciones plásticas, clase 2 secciones compactas, clase 3 semi compactas y clase 4 esbeltas.

Las secciones clase 1 o secciones plásticas son aquellas que alcanzan, sin verse afectadas por fenómenos de abolladura en sus zonas comprimidas, su capacidad resistente plástica, y que permiten desarrollar, sin reducción de esta, la capacidad de rotación exigible a las rótulas. Las secciones clase 2 o compactas pueden alcanzar su momento resistente plástico, pero los fenómenos de abolladura limitan su capacidad de rotación. Las secciones semi compactas o secciones clase 3 son las que la tensión en la fibra más comprimida puede alcanzar el límite elástico, pero los fenómenos de abolladura impiden la deformación necesaria para desarrollar el momento resistente plástico de la sección. Las secciones clase 4 o esbeltas presentan fenómenos de abolladura que incluso limitan el desarrollo de su capacidad resistente elástica, es decir no se alcanza el límite elástico del acero en la fibra más comprimida. En la figura 2-17 se muestran las curvas momento-curvatura para las distintas clases de secciones.

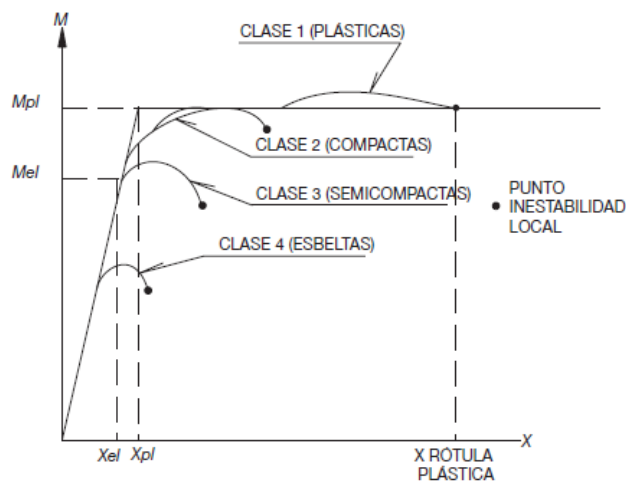


Figura 2-17 Leyes de momento-curvatura de secciones transversales de clases 1 a 4 (EAE, 2012)

3. MODELO NUMÉRICO Y TIPO DE ANÁLISIS

3.1 Introducción

La modelización de la estructura se realizó por medio del software Abaqus/CAE, el cual es un software de modelado de elementos finitos, visualización y automatización de procesos, al ser un software de propósito general de elementos finitos se puede realizar eficientemente la simulación obteniendo resultados concisos.

El software se basa en el método de los elementos finitos y puede resolver problemas que van desde un análisis lineal hasta simulaciones no lineales variables en el tiempo. Contienen una librería de elementos con los que es posible simular la práctica totalidad de las geometrías, y se pueden introducir datos de materiales para simular el comportamiento de estos.

El método de elementos finitos es un método numérico que consiste en dividir la estructura en una serie de elementos, describiendo el comportamiento del elemento por medio de ecuaciones constitutivas, estos elementos se interconectan en nodos donde al aplicar el principio de equilibrio se obtienen un conjunto de ecuaciones simultáneas.

Abaqus/CAE (Complete Abaqus Environment) es un entorno gráfico creado con el objetivo de permitir realizar modelos más fácil y rápidamente. Permite asignar propiedades a la geometría como lo son el material, las cargas y las condiciones de contorno.

Para poder llevar a cabo el estudio es necesario generar un modelo de elementos finitos que represente la geometría del pórtico a estudiar, las propiedades y comportamiento de los materiales y las condiciones de contorno, así como definir el tipo de análisis que se realizara.

Una vez que se ha realizado el modelo el proceso de análisis se lleva a cabo con el servicio de cálculo intensivo TITANI el cual ejecuta programas con grandes necesidades de procesamiento y de memoria como es el Abaqus/CAE.

3.2 Modelado de la estructura

Para poder realizar el modelo de la estructura en primer lugar, se deben definir las secciones transversales de los elementos estructurales, esto se hace mediante la creación de partes, seleccionando el tipo de elemento placa y extrusión, de esta manera se dibuja la sección transversal de los elementos para después hacer la extrusión deseada para tener la longitud deseada.

Una vez que se han creado todas las partes necesarias del modelo, lo siguiente es la definición del material, para el cual el programa nos requiere las propiedades generales, y mecánicas elásticas y plásticas, para las propiedades generales se introducen los valores de la densidad del material, para las propiedades mecánicas elásticas es necesario el módulo de

Young y el coeficiente de Poisson, al introducir las propiedades plásticas se introduce las ordenadas de la curva tensión-deformación del material en el comportamiento plástico.

Después de tener definidos los materiales se crean las secciones, es decir se selecciona el espesor de la placa y el material del que está formado, y se le asigna a cada una de las partes creadas.

Ya que se tiene definida las secciones, se pasa a ensamblar el modelo final, y elegir los pasos que seguirá el análisis, para nuestro caso se realizan dos tipos de análisis, el primero es un análisis de frecuencia, para con esto obtener los modos de vibración de nuestra estructura. El segundo caso de análisis se realizan dos pasos, el primer paso es un análisis estático general para las cargas gravitatorias, en el cual se toma en cuenta la no linealidad geométrica para después continuar con un análisis pushover el cual se hace con el paso "Static, Riks".

Las condiciones de contorno del modelo son empotradas en la base y no se permite la traslación fuera del plano.

3.2.1 Definición de los materiales

Como ya se mencionó, es necesario introducir al programa los datos de los materiales, para nuestro estudio se ingresa una densidad para los materiales de 7850 kg/m^3 , y un coeficiente de Poisson constante de 0,3.

Los materiales utilizados son tres, acero al carbono S235, acero al carbono S355 y acero inoxidable austenítico 1.4301.

Para los aceros al carbono se utilizó un módulo de elasticidad igual a 210000 N/mm^2 , y un límite de elástico de 235 N/mm^2 y de 355 N/mm^2 para los aceros S235 y S355 respectivamente. Para ambos materiales se utilizaron modelos simplificados con los cuales se puede idealizar el comportamiento resistente del acero estructural. Existen varios tipos de modelos idealizados, los cuales se presentan en la figura 3-1.

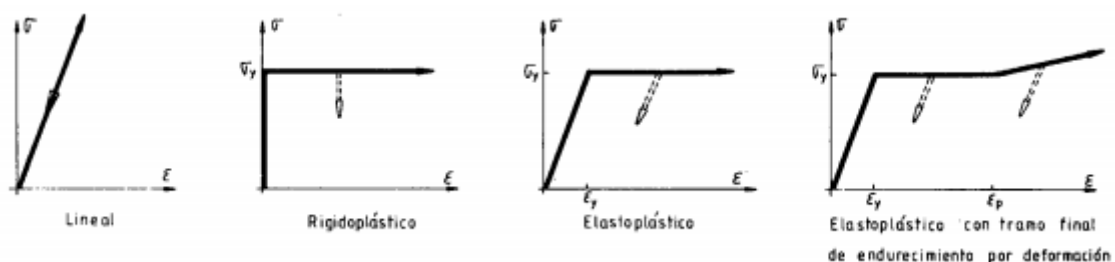


Figura 3-1 Modelos simplificados del comportamiento resistente del acero estructural (EN-1993, Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1.5 Plated structural elements- Annex C. Finite element methods of analysis, 2006)

El modelo lineal desprecia las deformaciones plásticas frente a las elásticas, por lo tanto, sólo es útil para predecir el comportamiento de las estructuras en situaciones próximas a las de servicio. Por el contrario, el modelo rigidoplástico desprecia las deformaciones elásticas frente

a las plásticas y conduce a teorías que sólo son útiles para predecir las cargas de agotamiento de los sistemas estructurales. Siendo los modelos elastoplásticos los únicos que permiten predecir fielmente dicho comportamiento en todas las etapas del proceso de carga, es decir desde el inicio de la solicitación hasta que se produce el agotamiento resistente del sistema estructural, por lo cual el modelo elastoplástico será el utilizado para la modelización de los aceros al carbono.

En la tabla 3-1 se muestran los valores de tensión-deformación utilizados en el modelo elastoplástico para los aceros S235 y S355.

Tabla 3-1 Valores tensión-deformación modelo elastoplástico acero al carbono

Acero S235		Acero S355	
Tensión (N/mm ²)	Deformación	Tensión (N/mm ²)	Deformación
0	0,000%	0	0,000%
235	0,112%	355	0,169%
235	2,000%	355	2,000%

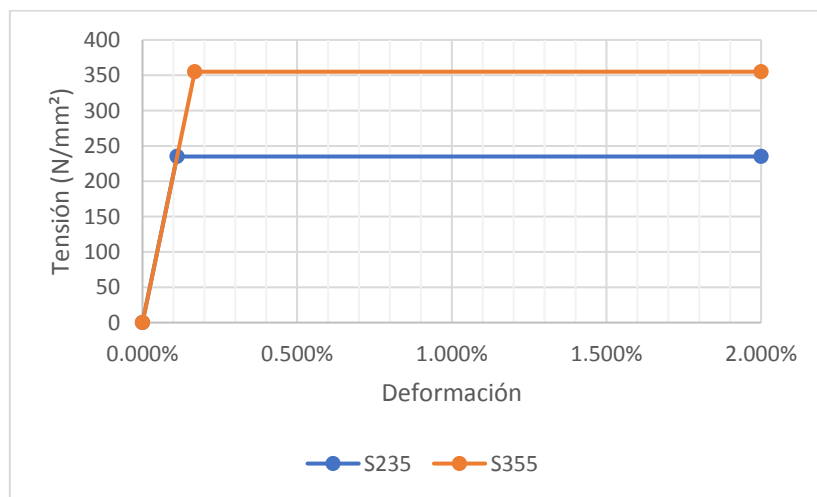


Figura 3-2 Modelos elastoplásticos acero al carbono

Para la modelización del acero inoxidable se utilizará lo expuesto en el manual de diseño para acero inoxidable en su Anejo C modelización del comportamiento del material (Manual de diseño para acero inoxidable, 2017).

En general, para el cálculo mediante análisis numérico por elementos finitos deberán adoptarse las propiedades del material nominales, es decir para el módulo de elasticidad se tomará 200000 N/mm², el límite elástico y de resistencia última se obtienen de los valores presentados en la tabla 2-2 para el acero inoxidable austenítico 1.4301, siendo estos f_y igual a 350 N/mm² y f_u igual a 600 N/mm². En la figura 3-3 se presentan los principales parámetros del modelo del material.

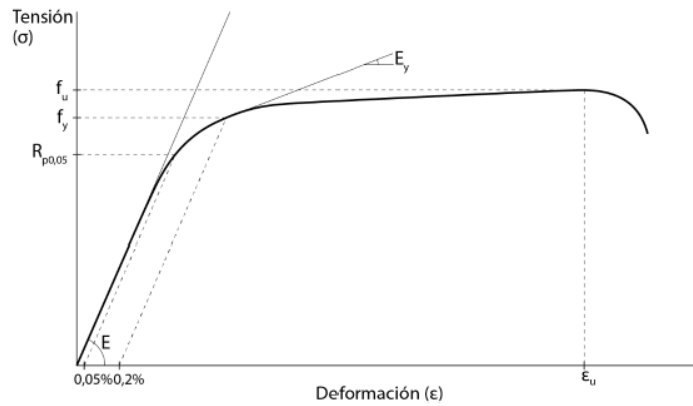


Figura 3-3 Principales parámetros del modelo material

La curva tensión deformación que tiene en cuenta el endurecimiento por deformación puede describirse a partir de las siguientes expresiones analíticas (Manual de diseño para acero inoxidable, 2017):

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} + 0.002 \left[\frac{\sigma}{f_y} \right]^n \quad \text{para } \sigma \leq f_y \quad (13)$$

$$\epsilon = 0.002 + \frac{f_y}{E} + \frac{\sigma - f_y}{E_y} + \epsilon_u \left[\frac{\sigma - f_y}{f_u - f_y} \right]^m \quad \text{para } f_y \leq \sigma \leq f_u \quad (14)$$

donde:

σ es la tensión ingenieril

ϵ es la deformación ingenieril

n es un coeficiente que se determina a partir de la tabla 3-2

E_y es el módulo tangente de la curva tensión deformación correspondiente al límite elástico definido de la siguiente manera:

$$E_y = \frac{E}{1 + 0.02n \left[\frac{E}{f_y} \right]} \quad (15)$$

ϵ_u es la deformación última correspondiente a la resistencia última f_u , la cual puede obtenerse a partir de la siguiente aproximación:

$$\epsilon_u = 1 - \frac{f_y}{f_u} \quad \text{Para aceros inoxidables austeníticos y dúplex} \quad (16)$$

$$m = 1 + 2,8 \frac{f_y}{f_u} \quad (17)$$

Tabla 3-2 Valores de n a emplear en la determinación del módulo secante (Manual de diseño para acero inoxidable, 2017)

Grado de acero	Coeficiente n
Ferrítico	14
Austenítico	7
Dúplex	8

En la tabla 3-3 se presentan los valores de tensión-deformación calculados a partir de lo expuesto anteriormente y utilizados para la modelización del acero inoxidable austenítico 1.4301.

Tabla 3-3 Valores tensión-deformación acero inoxidable austenítico 1.4301

Acero inoxidable 1,4301	
Tensión (N/mm ²)	Deformación
0	0,000%
150	0,076%
175	0,089%
200	0,104%
225	0,122%
250	0,144%
275	0,174%
300	0,218%
325	0,282%
350	0,375%
375	0,584%
400	1,201%
425	2,462%
450	4,556%
475	7,653%
500	11,904%
525	17,451%
550	24,427%
575	32,959%
600	43,167%

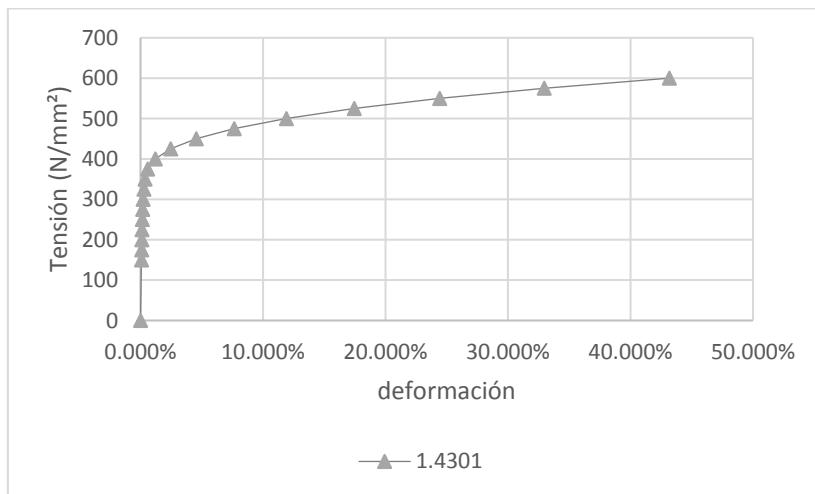


Figura 3-4 Modelo comportamiento tensión-deformación acero inoxidable austenítico 1.4301

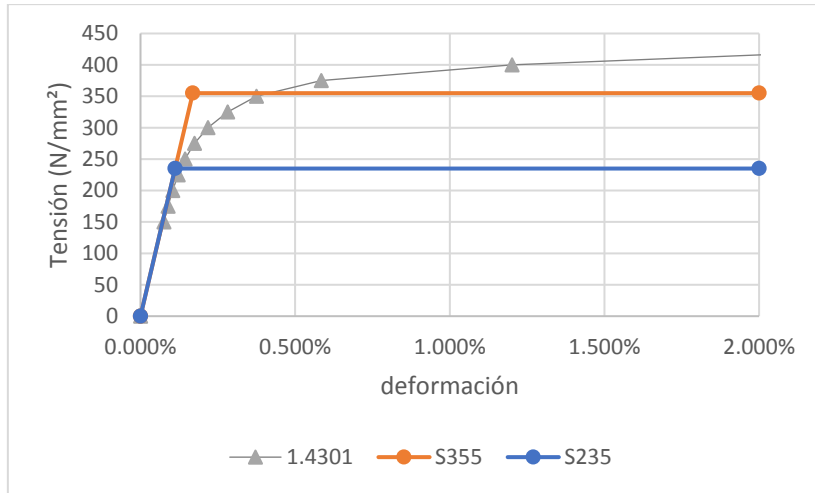


Figura 3-5 Comparación del comportamiento de los materiales

Es importante mencionar que se llevara a cabo es un análisis estático no lineal, el cual no presenta situaciones de carga cíclicas, por tanto no es relevante la definición de parámetros por endurecimiento cíclico para el acero inoxidable.

3.2.2 Elemento a utilizar

Para generar el mallado del modelo, Abaqus permite utilizar elementos unidimensionales como son líneas, bidimensionales como triángulos y rectángulos; y tridimensionales con formas de tetraedros, prismas triangulares y hexaedros (figura 3-6).

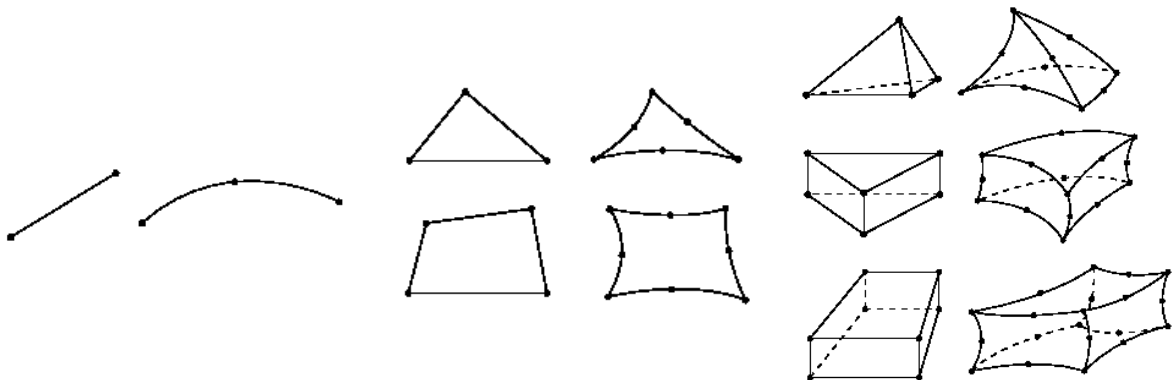


Figura 3-6 Elementos permitidos por Abaqus/CAE (SIMULIA, 2016)

La librería de Abaqus para elementos placa provee elementos que permiten el modelado de elementos curvos e intersecciones de placas que pueden presentar comportamientos no lineales del material. Estos elementos también pueden modelar el comportamiento a flexión.

Para nuestro caso de estudio se utilizará el elemento tipo placa para propósito general S4R, el cual es un elemento tridimensional con integración reducida, el cual se puede emplear para un gran rango de aplicaciones, generando soluciones adecuadas para placas delgadas y gruesas en todas las condiciones de carga (SIMULIA, 2016).

3.2.3 Estudio de convergencia de malla

En el modelado de elementos finitos, una malla más refinada, por lo general, da como resultado una solución más precisa. Sin embargo, a medida que la malla se vuelve más refinada y que aumenta el número de elementos el costo computacional aumenta significativamente, esto es igual a un mayor tiempo de cálculo y por lo cual se podría decir un desperdicio de recursos.

Para llegar a una solución óptima de tamaño de malla, tiempo de cálculo y precisión en los resultados se realizó un estudio de convergencia tomando como parámetros el desplazamiento máximo vertical con cargas gravitatorias y el periodo de la estructura.

Tabla 3-4 Estudio de convergencia para el periodo de la estructura

Tamaño de malla	Elementos	Frecuencia	Periodo	% error	Tiempo (s)
400	4104	1,1465	0,8722	1,520%	3
300	5307	1,1448	0,8735	1,666%	4
200	9168	1,1591	0,8627	0,438%	6
100	22948	1,1634	0,8595	0,069%	14
75	38706	1,1640	0,8591	0,017%	22
50	92024	1,1644	0,8588	-0,017%	62
40	148798	1,1643	0,8589	-0,009%	145
30	262896	1,1642	0,8590	0,000%	445

Tabla 3-5 Estudio de convergencia para desplazamiento vertical máximo

Tamaño de malla	Elementos	δy max	% error	Tiempo (s)
400	4104	5,937	9,230%	3
300	5307	5,963	9,626%	4
200	9168	5,520	2,373%	6
100	22948	5,414	0,462%	14
75	38706	5,400	0,204%	22
50	92024	5,392	0,056%	62
40	148798	5,390	0,019%	145
30	262896	5,389	0,000%	445

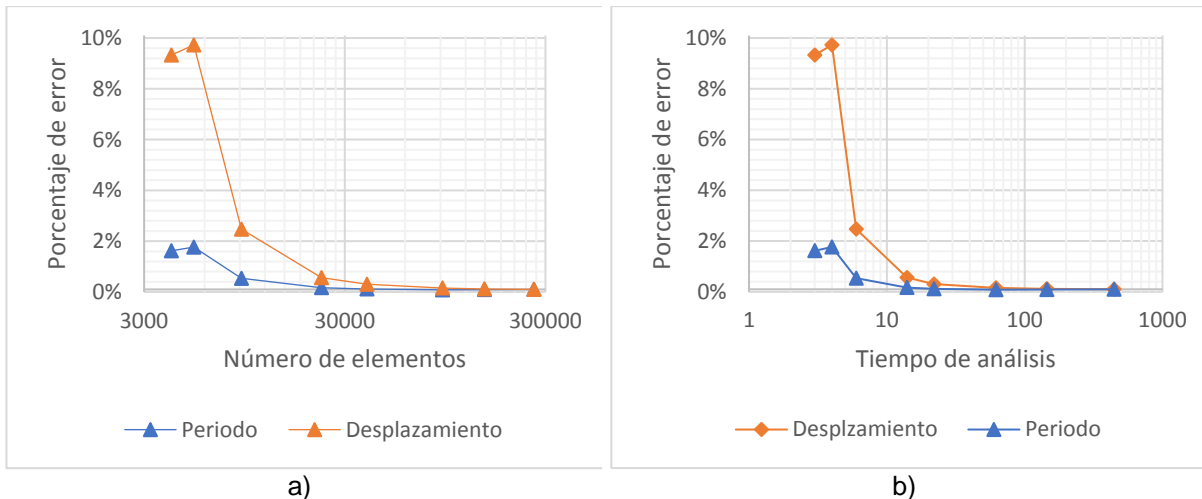


Figura 3-7 Resultados de estudio de convergencia a) Porcentaje de error-Número de elementos b) Porcentaje de error-Tiempo de análisis

Con los resultados obtenidos del estudio paramétrico, se puede observar claramente en la figura 3-7 que a medida que el número de elementos aumenta el porcentaje de error se reduce, es decir que la precisión aumenta, pero al mismo tiempo para disminuir el porcentaje de error se aumenta el tiempo de cálculo, con esto se llega a la decisión de utilizar un mallado de 40x40mm, para así obtener resultados con la precisión necesaria y con un tiempo de cálculo razonable.

3.3 Validación del programa

Con el objetivo de hacer la validación del programa se realizan dos estudios para determinar las cargas críticas y comparar los valores obtenidos con el programa con los valores teóricos para comprender el funcionamiento. Y un tercer estudio el cual consiste en replicar un análisis pushover encontrado en la literatura con el cual calibraremos nuestro modelo de estudio.

3.3.1 Análisis de autovalores de viga biapoyada

El primero de ellos es una viga biapoyada de 4 metros de luz sometida a una carga axial de 150 kN la cual puede flectar en cualquier dirección, las propiedades de la sección transversal se presentan en la tabla 3-6.

Tabla 3-6 Propiedades de la sección transversal de viga biapoyada

H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (mm ²)	Iz (mm ⁴)
208,5	100	5,6	8,5	2772,4	1 419 469

Se procede a hacer el modelo en Abaqus, para el cual se dibuja la sección transversal tipo placa y se le hace una extrusión de 4000 milímetros, se asignan los espesores a las alas y almas de la viga y de igual manera se le asigna el material, acero al carbono S235 con una densidad de 7850 kg/m³, módulo de elasticidad igual a 210000 N/mm² y coeficiente de Poisson de 0,3.

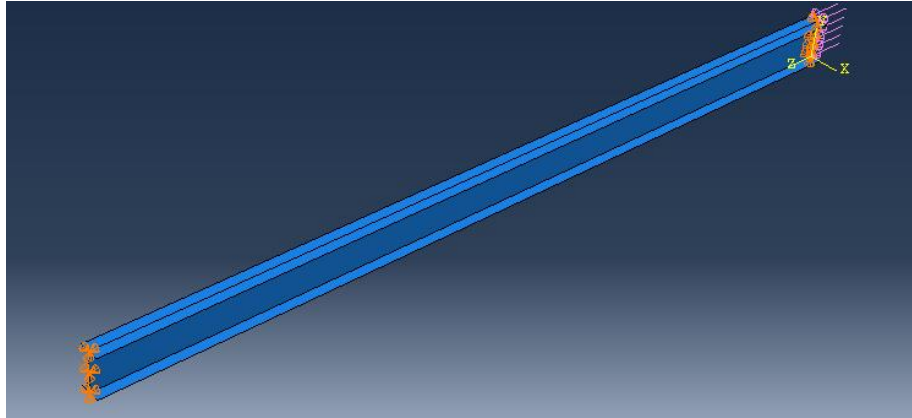


Figura 3-8 Modelo de viga biapoyada

Una vez definida la geometría del modelo se debe elegir el tipo de análisis el cual será un análisis de autovalores, ya definido el tipo de análisis se debe asignar la carga de 150 kN y las condiciones de contorno, la carga es asignada como carga uniformemente repartida en la sección transversal de la viga en el extremo derecho, y las condiciones de contorno en el apoyo izquierdo se restringen los movimientos en las tres direcciones, y en el apoyo derecho no se permiten movimientos en dirección X ni en dirección Y.

Se hace el mallado del modelo con una malla de 15x15mm y se procede a realizar el análisis.

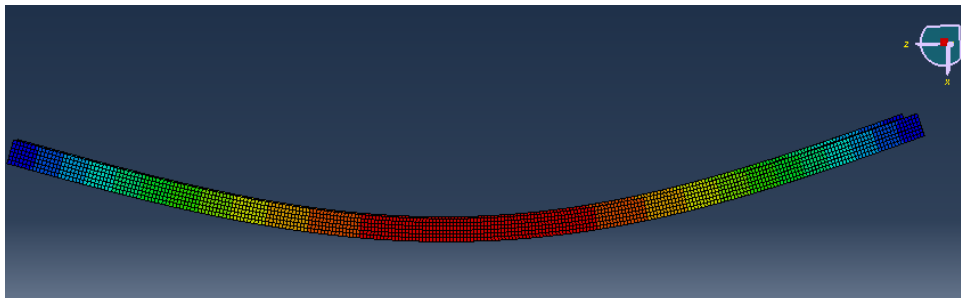


Figura 3-9 Resultados de autovalor 1 obtenido con Abaqus, 1,2242

Los valores obtenidos con el software se compararán con los valores teóricos de la carga crítica de Euler dada por la siguiente fórmula:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(\beta L)^2} = 183.88 \text{ kN} \quad (18)$$

$$\alpha_{cr} = \frac{P_{cr}}{P_{ed}} = \frac{183.88 \text{ kN}}{150 \text{ kN}} = 1.2258 \quad (19)$$

Tabla 3-7 Comparación de resultado teórico con el obtenido con Abaqus

Autovalor	Valor Abaqus	Valor esperado	% error
1	1,2242	1,2258	0,13%

A partir de los resultados obtenidos de este primer estudio podemos observar que el programa se desenvuelve de una manera muy precisa, ya que el porcentaje de error es de solo el 0.13%, un valor muy aceptable.

3.3.2 Análisis de autovalores de pórtico de un vano y una altura

Para este segundo estudio se analizará la traslacionalidad del pórtico mostrado en la figura 3-10 haciendo un análisis de autovalores con Abaqus y comparándolo con el método del artículo 23 de la instrucción de acero estructural (EAE, 2012).

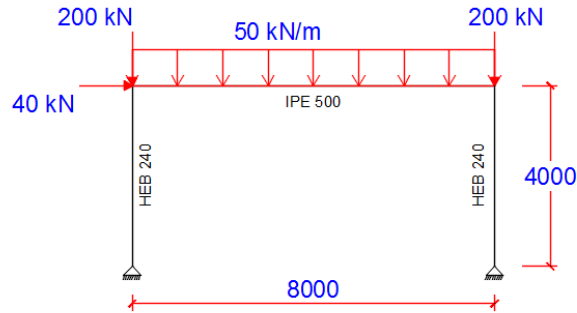


Figura 3-10 Dimensiones y cargas de pórtico

Las dimensiones de las secciones transversales de las secciones utilizadas en el pórtico se muestran en la tabla 3-8.

Tabla 3-8 Dimensiones secciones transversales pórtico

Perfil	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)
HEB240	240	240	10,0	17,0
IPE500	500	200	10,2	16,0

Realizando en modelado de la estructura con las secciones transversales indicadas, así como la geometría, cargas y condiciones de contorno se realiza el análisis de autovalores, el cual nos da un resultado de $\alpha_{cr}=8.6825$.

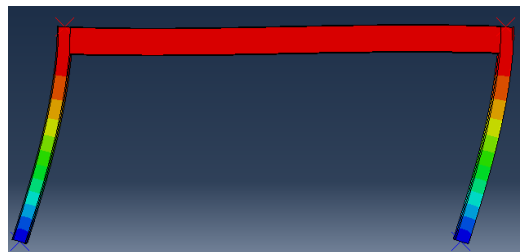


Figura 3-11 Deformada del modo 1 del análisis de autovalores con Abaqus

Ahora se hace el cálculo por medio de lo estipulado en la EAE, lo cual nos indica que el valor de alfa crítica se obtiene de la siguiente manera:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{H,Ed}}{F_{V,Ed}} \cdot \frac{h_p}{\delta_{H,Ed}} \quad (20)$$

Donde:

$F_{H,Ed}$ es el valor de cálculo de la fuerza horizontal, estimada en el nivel inferior de cada planta, resultante de las cargas horizontales que actúan por encima de dicho nivel, incluyendo los efectos de las imperfecciones.

$F_{V,Ed}$ es el valor de cálculo de la fuerza vertical, estimada en el nivel inferior de cada planta, resultante de las cargas verticales que actúan por encima de dicho nivel.

h_p es la altura de la planta considerada.

$\delta_{H,Ed}$ es el desplazamiento horizontal relativo entre el nivel superior e inferior de la planta considerada, bajo la acción de las acciones exteriores, horizontales y verticales, de cálculo y de las fuerzas transversales equivalentes a las imperfecciones.

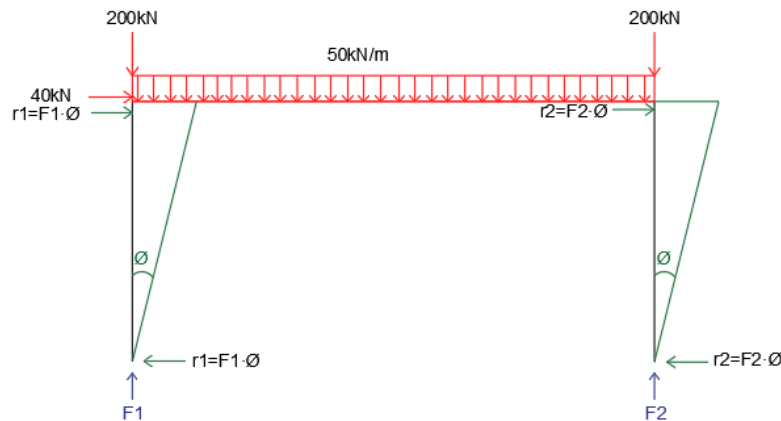


Figura 3-12 Imperfecciones globales de la estructura

Como primer punto se deben calcular las imperfecciones laterales globales de la estructura de la forma en que lo indica el artículo 22 de la instrucción de acero estructural (EAE, 2012).

$$\phi = K_h \cdot K_m \cdot \phi_0 \quad (21)$$

$$\phi_0 = \frac{1}{200} \quad (22)$$

$$K_h = \frac{2}{\sqrt{h}} = \frac{2}{\sqrt{4}} = 1 \quad (23)$$

$$K_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 0,866 \quad (24)$$

$$\phi = \frac{1}{200} \cdot 1 \cdot 0,866 = 0,00433 \quad (25)$$

$$\sum M_1 = 0; 40 \cdot 4 + 50 \cdot 8 \cdot 4 + 200 \cdot 8 - F_2 \cdot 8 \quad (26)$$

$$F_2 = 420 \text{ kN}; F_1 = 380 \text{ kN} \quad (27)$$

$$r_2 = F_2 \cdot \phi = 420 \cdot 0,00433 = 1,8186 \text{ kN} \quad (28)$$

$$r_1 = F_1 \cdot \phi = 380 \cdot 0,00433 = 1,645 \text{ kN} \quad (29)$$

$$F_{H,Ed} = \sum F_H = 40 + 1,645 + 1,819 = 43,464 \text{ kN} \quad (30)$$

$$F_{V,Ed} = \sum F_V = 200 + 200 + 50 \cdot 8 = 800 \text{ kN} \quad (31)$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{H,Ed}}{F_{V,Ed}} \cdot \frac{h_p}{\delta_{H,Ed}} = \frac{43,464}{800} \cdot \frac{4000}{24,30} = 8,94 \quad (32)$$

Tabla 3-9 Comparación resultados obtenidos con Abaqus y método de la EAE

Valor Abaqus	Valor EAE	% error
8,6825	8,9432	2,91%

Realizando la comparación de los resultados obtenidos por el método de la EAE y por Abaqus se puede observar que no existe una gran diferencia, lo que se observa es que el método de la EAE arroja valores más conservadores.

3.2.3 Calibración del modelo

Como tercer estudio, se realizará la calibración del modelo que usaremos en el estudio, esto se realiza para verificar que el modelo que estamos utilizando representa resultados reales. Los resultados obtenidos en este punto se compararán con los resultados obtenidos de estudios que se pueden encontrar en la literatura.

El pórtico que se utilizara como punto de comparación (Benchmark) se obtiene del estudio realizado por Di Sarno et al. (Di Sarno, Enashai, & Nethercot, 2003).

El pórtico presenta una configuración de tres vanos y seis alturas. Los vanos interiores y exteriores son de 6 y 8 metros respectivamente, y el espaciamiento entre pórticos es de 5 metros, este espaciamiento es necesario para evaluar el peso sísmico tributario en el pórtico de dos dimensiones. Las alturas de entrepiso son de 3,5 metros para todos los niveles, excepto la planta baja que tiene una altura de entrepiso de 4,5 metros.

La configuración del pórtico se presenta en la figura 3-13, y las dimensiones de las secciones transversales se presentan en la tabla 3-10.

Tabla 3-10 Benchmark, configuración secciones transversales

Elemento	Perfil	kg/m	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)
B1	UB 610x229x113	113	607,6	228,2	11,1	17,3	12,7
B2	UB 457x152x52	52	449,8	152,4	7,6	10,9	10,2
C1	UC 356x406x393	393	419,0	407,0	30,6	49,2	15,2
C2	UC 305x305x240	240	352,5	318,4	23	37,7	15,2

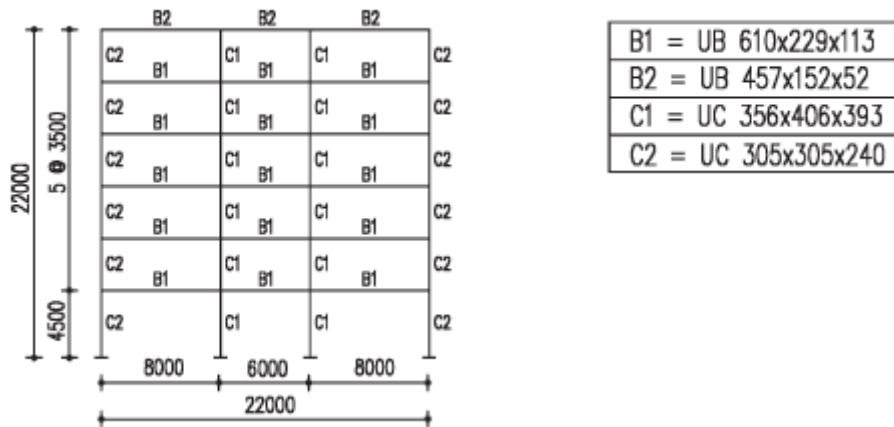


Figura 3-13 Benchmark Configuración del pórtico

Con estos datos se hace el modelo en Abaqus/CAE, utilizando el modelo elastoplástico del acero al carbono s235, la configuración del patrón de cargas utilizado para el análisis estático no lineal (pushover) es triangular.

En la figura 3-14 se muestra la comparativa entre los resultados obtenidos con nuestro modelo de Abaqus/CAE y los obtenidos del estudio de Di Sarno (Di Sarno, Enashai, & Nethercot, 2003).

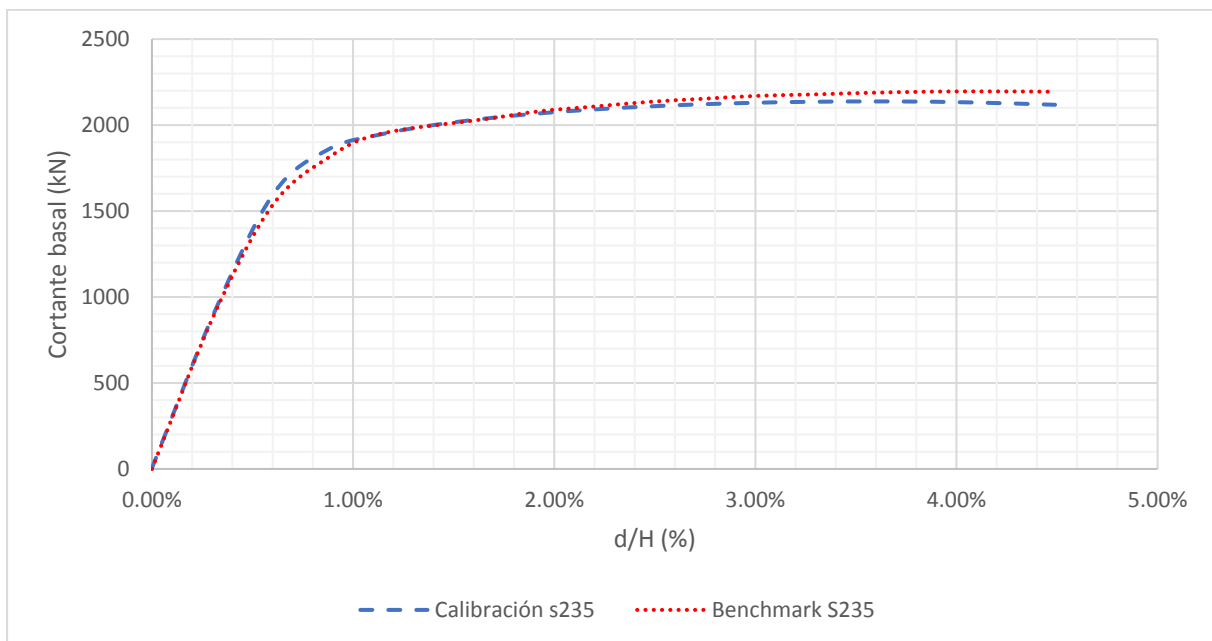


Figura 3-14 Calibración curva de capacidad

En la figura 3-14 se puede ver que los resultados obtenidos mediante el modelo de Abaqus/CAE son similares a los obtenidos del pórtico utilizado como Benchmark, dicho esto y comparando las curvas de capacidad de este estudio podemos decir que el programa nos arroja resultados válidos.

3.4 Tipo de análisis. Punto de desempeño mediante método N2

El método N2 fue desarrollado principalmente por Peter Fajfar en la universidad de Liubiana, Eslovenia. El nombre hace referencia con la letra “N” al análisis no lineal, y el número 2 a la cantidad de modelos matemáticos en los que se basa (Fajfar, 2000).

De manera general el punto de desempeño se obtiene a partir del espectro elástico de respuesta definido en el capítulo 2 en la parte 2.2.3.2 así como en la curva de capacidad, la cual representa la relación entre el cortante en la base y el desplazamiento en el nodo de control.

En primer lugar, se asume la relación planteada en la ecuación (33) entre las fuerzas laterales normalizadas \bar{F}_i y los desplazamientos normalizados ϕ_i :

$$\bar{F}_i = m_i \phi_i \quad (33)$$

Donde m_i es la masa en el piso i .

Los desplazamientos están normalizados de tal manera que el desplazamiento en el nodo de control $\phi_n=1$. Consecuentemente $F_n=m_n$.

Una vez asumida la relación descrita, el siguiente paso es transformar el sistema en un sistema equivalente de un solo grado de libertad SDOF por sus siglas en inglés (Single Degree of Freedom), para esto se obtiene la masa equivalente del SDOF con la ecuación (34):

$$m^* = \sum m_i \phi_i = \sum \bar{F}_i \quad (34)$$

Se define también un factor de transformación Gamma, ecuación (35):

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \quad (35)$$

Con el factor Gamma se debe de transformar la curva de capacidad a una curva de capacidad equivalente de un solo grado de libertad, esto se logra dividiendo cada valor del cortante basal y del desplazamiento como se muestra en las ecuaciones (36) y (37):

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (36)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (37)$$

Donde:

F_b es el cortante basal en el sistema de múltiples grados de libertad

d_n es el nodo de control en el sistema de múltiples grados de libertad

El esfuerzo correspondiente al límite elástico, F_y^* , que representa también la resistencia última del sistema idealizado, es igual al esfuerzo cortante en la base en la formación del mecanismo plástico. La rigidez inicial del sistema idealizado se determina de tal modo que las áreas bajo las curvas fuerza-deformación real e idealizada sean iguales.

Basados en esta suposición, el desplazamiento correspondiente al límite elástico del sistema idealizado SDOF está determinado por la ecuación (38):

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (38)$$

Donde:

d_y^* es el desplazamiento correspondiente al límite elástico del sistema de un solo grado de libertad.

E_m^* es la energía de deformación real hasta la formación del mecanismo plástico.

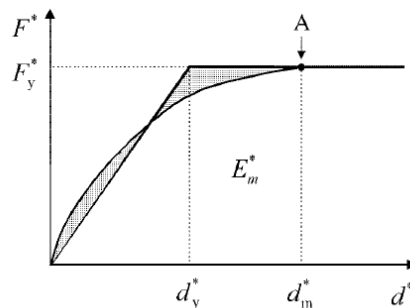


Figura 3-15 Determinación de la relación elastoplástica perfecta fuerza-desplazamiento. (A mecanismo plástico) (EN-1998, 2004)

Para determinar el periodo T^* del sistema idealizado de un solo grado de libertad se utiliza la ecuación (39):

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (39)$$

El punto de desempeño del sistema idealizado de un solo grado de libertad con periodo T^* y comportamiento elástico ilimitado se obtiene con la ecuación (40):

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (40)$$

Donde:

$S_e(T^*)$ es el espectro de respuesta elástico de aceleración en el periodo T^* .

El desplazamiento objetivo d_t^* es distinto para una estructura que posee un periodo corto y para una estructura de periodo medio o largo. Por lo tanto, se deben usar diferentes ecuaciones para cada caso.

a) $T^* < T_c$ (Estructuras de periodo corto)

Si $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$ la estructura permanece en el rango elástico, entonces:

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (41)$$

Si $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$ la estructura responde de manera no lineal, entonces:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (42)$$

Donde q_u es la relación entre la aceleración en la estructura con comportamiento elástico limitado y en la estructura con fuerza limitada:

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*} \quad (43)$$

b) $T^* \geq T_c$ (Estructuras de periodo medio y largo)

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (44)$$

El valor de d_t^* no es necesario que exceda $3 d_{et}^*$.

La relación entre las distintas cantidades descritas se puede observar en la figura 3-16 la cual se encuentra graficada en formato aceleración-desplazamiento. El periodo T^* está representado por la recta radial del origen al espectro de respuesta elástico con coordenadas $d^* = S_e(T^*)(T^*/2\pi)^2$ y $S_e(T^*)$.

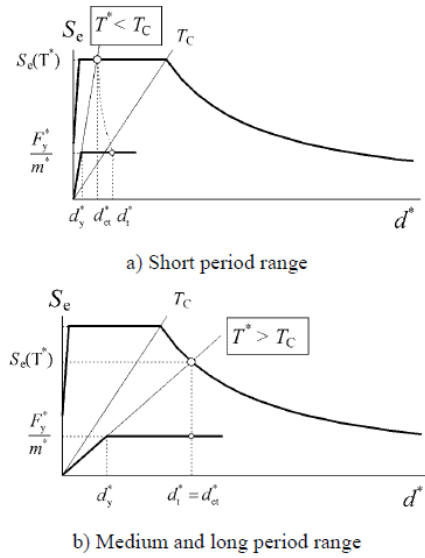


Figura 3-16 Determinación del desplazamiento objetivo para un sistema equivalente de un solo grado de libertad (EN-1998, 2004)

Si el desplazamiento objetivo d_t^* es muy diferente al desplazamiento d_m^* utilizado para determinar la curva idealizada elastoplástica perfecta fuerza-desplazamiento, se realiza un proceso iterativo utilizando el desplazamiento d_t^* y su correspondiente F_y^* en lugar de d_m^* hasta que los resultados converjan.

Por último, la determinación del desplazamiento objetivo para un sistema con múltiples grados de libertad está dada de la siguiente manera:

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad (45)$$

El desplazamiento objetivo corresponde al nodo de control.

4. ESTUDIO PARAMÉTRICO

4.1 Introducción

En este capítulo se presentará el estudio paramétrico realizado, basado la geometría del estudio *Seismic performance assessment of stainless* (Di Sarno, Enashai, & Nethercot, 2003). El pórtico tiene una configuración de tres vanos y seis alturas. Los vanos interiores y exteriores son de 6 y 8 metros respectivamente, y el espaciamiento entre pórticos es de 5 metros, tal como se muestra en la figura 4-1. El espaciamiento entre pórticos se utiliza para realizar el modelo del pórtico bidimensional para evaluar el peso sísmico tributario. Las alturas de entrepiso son de 3,5 metros para todos los niveles, excepto para la planta baja que es de 4,5 metros.

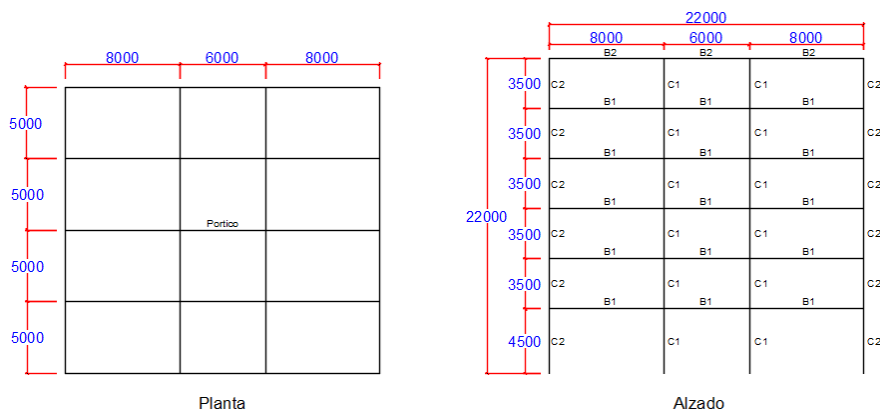


Figura 4-1 Geometría pórticos de estudio

Las cargas utilizadas para el estudio son $1,0 \text{ kN/m}^2$ para acabados de pisos, así como $5,0 \text{ kN/m}^2$ y $3,0 \text{ kN/m}^2$ para entresuelo y cubierta respectivamente. Con esto y el área tributaria obtenemos las cargas aplicadas de 30 kN/m y 15 kN/m para entresuelo y azotea. Figura 4-2.

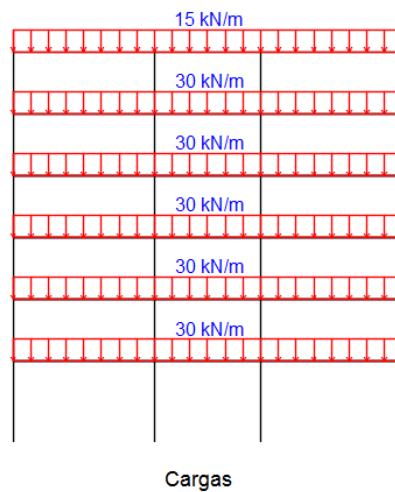


Figura 4-2 Cargas

El estudio se realiza haciendo una variación de parámetros para el pórtico base, la primera variable es la conexión columna-viga, en total tres conexiones distintas, figuras 4-3, 4-4, 4-5, lo cual nos da la misma cantidad de pórticos, la variación que hay en las conexiones es utilizar más o menos rigidizadores en la columna. El segundo parámetro es el cambio de secciones transversales, iniciando con perfiles comerciales IPE y H para vigas y columnas respectivamente, para después realizar tres cambios de sección con vigas armadas manteniendo el espesor de alma y variando los espesores de las alas tanto en vigas como en columnas, tablas 4-1, 4-2, 4-3 y 4-4, siempre manteniendo la sección transversal en clase 1 [EAE], con esto tenemos cuatro pórticos distintos. La última variable es el material, un pórtico de acero al carbono S355, un segundo pórtico de acero inoxidable austenítico 1.4301 y un tercer pórtico híbrido de acero al carbono y acero inoxidable. Haciendo las combinaciones de las variables antes mencionadas (tres conexiones distintas, cuatro cambios de sección transversal y 3 tipos de material) obtenemos un total de 36 pórticos.

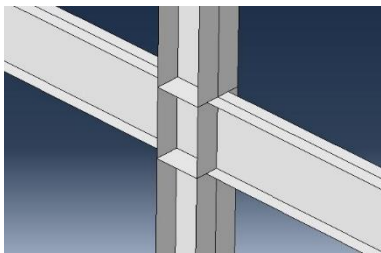


Figura 4-3 Conexión 1 pórtico de estudio

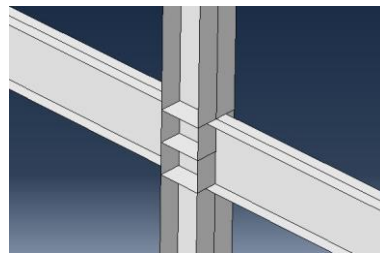


Figura 4-4 Conexión 2 pórtico de estudio

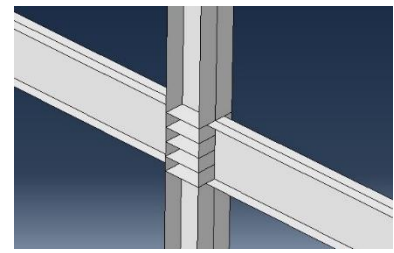


Figura 4-5 Conexión 3 pórtico de estudio

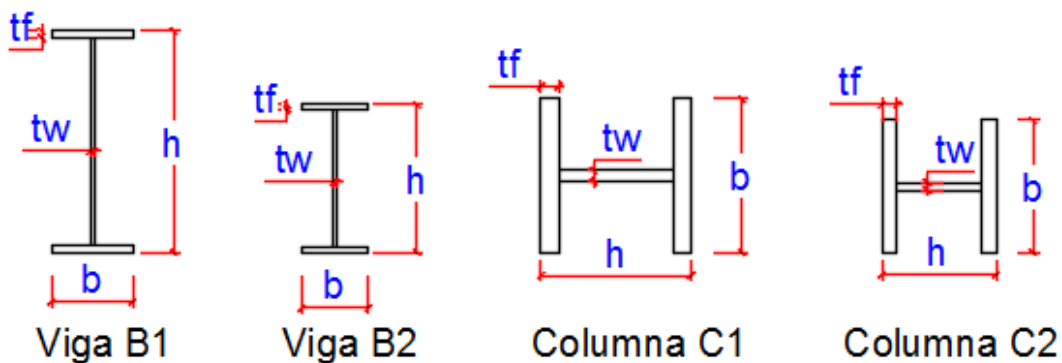


Figura 4-6 Secciones transversales para vigas y columnas

Tabla 4-1. Secciones transversales, configuración 1

Elemento	Perfil	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)
B1	IPE 600	600	220	12,0	19,0
B2	IPE 400	400	180	8,6	13,5
C1	HD 400x382	416	406	29,8	48,0
C2	HD 320X245	359	309	21,0	40,0

Tabla 4-2. Secciones transversales, configuración 2

Elemento	Perfil	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)
B1	600x220	600	220	12	15
B2	400x180	400	180	8	10
C1	416x406	416	406	30	40
C2	359x309	359	309	20	30

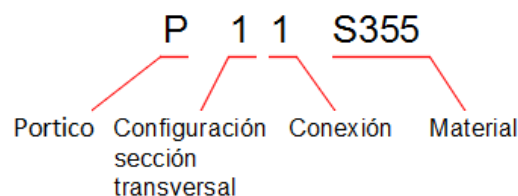
Tabla 4-3. Secciones transversales, configuración 3

Elemento	Perfil	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)
B1	600x220	600	220	12	18
B2	400x180	400	180	8	12
C1	416x406	416	406	30	45
C2	359x309	359	309	20	35

Tabla 4-4. Secciones transversales, configuración 4

Elemento	Perfil	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)
B1	600x220	600	220	12	25
B2	400x180	400	180	8	15
C1	416x406	416	406	30	50
C2	359x309	359	309	20	45

La nomenclatura que se utilizará de aquí en adelante para la identificación de cada uno de los pórticos será la siguiente:


Figura 4-7 Nomenclatura de pórticos de estudio

A partir de ahora se tomará en cuenta tres pórticos principales, basados en el tipo de conexión viga-columna, es decir hay 12 pórticos del tipo 1, 12 pórticos del tipo 2 y 12 pórticos del tipo 3, este agrupamiento se presente de forma más clara en la tabla 4-5.

Tabla 4-5 Resumen de pórticos de estudio

Pórtico	Configuración sección transversal	Conexión tipo	Material	Designación
1	1	1	s355	P11 s355
	2			P21 s355
	3			P31 s355
	4			P41 s355
	1		1.4301	P11 1.4301
	2			P21 1.4301
	3			P31 1.4301
	4			P41 1.4301
	1		Hibrido	P11 H
	2			P21 H
	3			P31 H
	4			P41 H
2	1	2	s355	P12 s355
	2			P22 s355
	3			P32 s355
	4			P42 s355
	1		1.4301	P12 1.4301
	2			P22 1.4301
	3			P32 1.4301
	4			P42 1.4301
	1		Hibrido	P12 H
	2			P22 H
	3			P32 H
	4			P42 H
3	1	3	s355	P13 s355
	2			P23 s355
	3			P33 s355
	4			P43 s355
	1		1.4301	P13 1.4301
	2			P23 1.4301
	3			P33 1.4301
	4			P43 1.4301
	1		Hibrido	P13 H
	2			P23 H
	3			P33 H
	4			P43 H

Los pórticos de acero al carbono s355 y de acero inoxidable están formados en su totalidad por dichos materiales, mientras los pórticos híbridos tienen las zonas de disipación de energía están formadas de acero inoxidable austenítico 1.4301 como se muestra en la figura

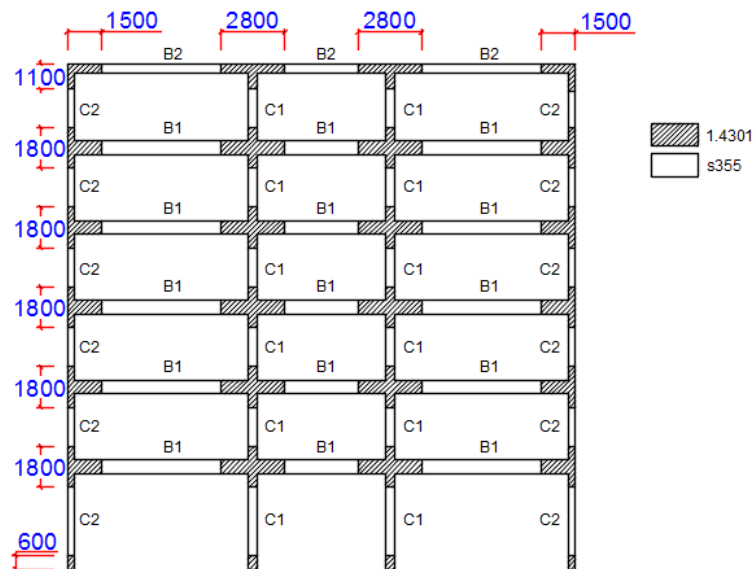


Figura 4-8 Configuración de pórtico híbrido

Con los pórticos definidos se procede a modelarlos y obtener la curva de capacidad de cada uno de ellos con un análisis estático no lineal (pushover) realizado con el software Abaqus/CAE. Ya obtenida la curva de capacidad se obtendrá el punto de desempeño de cada pórtico como se definió en la sección 3.4. se obtendrá el punto de desempeño para cada pórtico para un suelo granular del grupo B, y para 4 niveles distintos de aceleración máxima del terreno. Definido esto se construyen los 4 espectros de respuesta elásticos de aceleración y desplazamiento para los valores de aceleración máxima del terreno (figura 4-8) como se indica en el apartado 2.2.3.2, los valores de S , T_B , T_C y T_D se obtienen para el tipo de terreno de la tabla 2-3.

Tabla 4-6 Valores para la construcción de los espectros de respuesta elásticos

PGA	0,30	0,50	0,85	1,70
a_g (m/s ²)	2,94	4,91	8,34	16,68
η	1,00			
S	1,20			
T_B (s)	0,15			
T_C (s)	0,50			
T_D (s)	2,00			

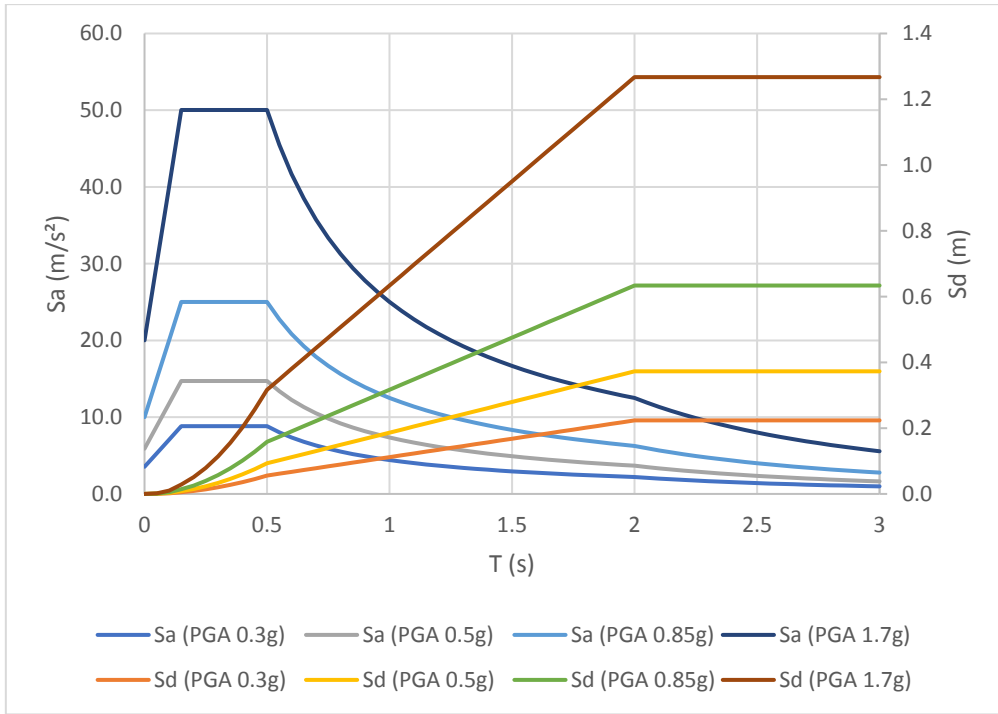


Figura 4-9 Espectros de respuesta para los valores de aceleración máxima del terreno

Para elegir el patrón de cargas laterales con el cual se realiza el análisis estático no lineal se realiza un análisis de frecuencia para encontrar el modo fundamental de la estructura y en base a los desplazamientos normalizados al punto de control de cada nivel se coloca el patrón de cargas laterales.

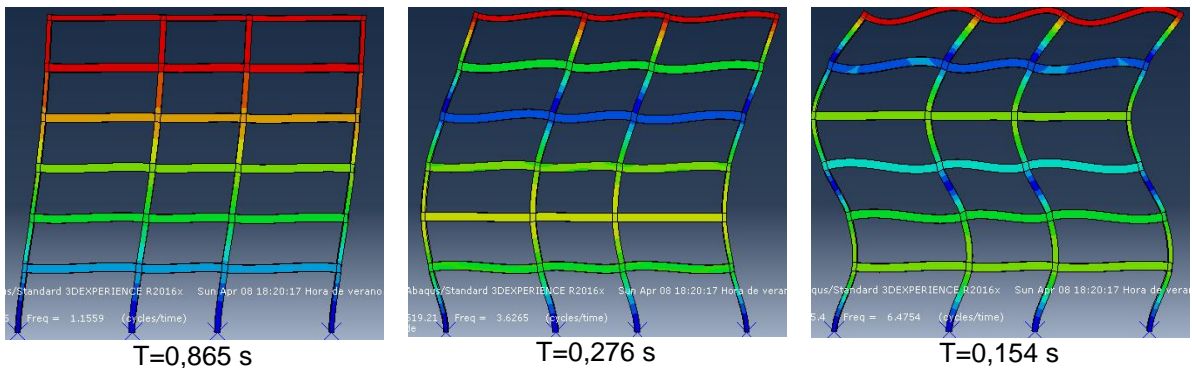


Figura 4-10 Modos de vibración

Tabla 4-7 Desplazamientos normalizados

Nivel	Modo 1	Modo 2	Modo 3
6	1,000	1,000	1,000
5	0,927	0,490	-0,073
4	0,818	-0,082	-0,641
3	0,661	-0,568	-0,319
2	0,461	-0,736	0,427
1	0,238	-0,515	0,643
0	0,000	0,000	0,000

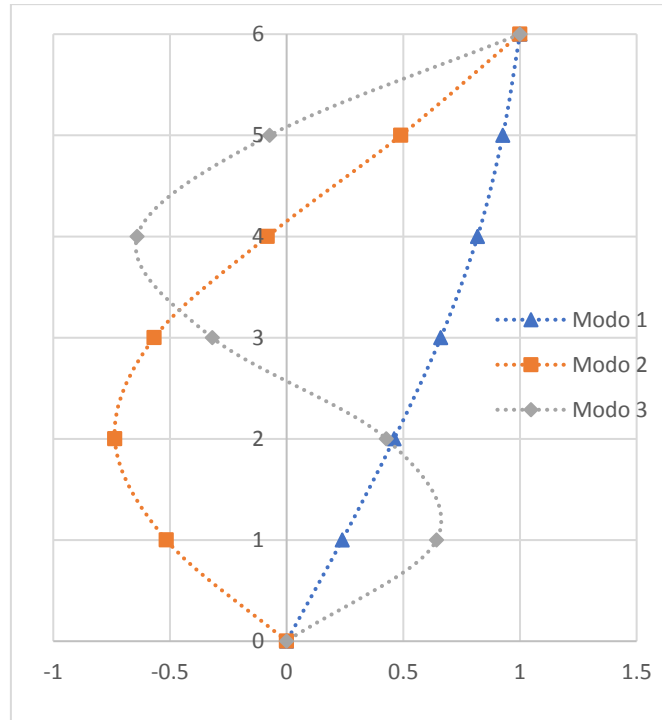


Figura 4-11 Desplazamientos afines a modos de vibración

De esta manera el perfil de carga lateral queda afín al primer modo de vibración de la estructura.

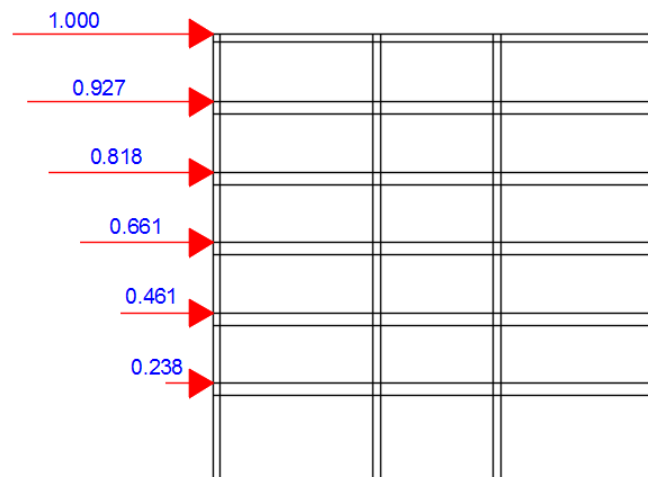


Figura 4-12 Perfil de cargas laterales

En resumen se obtendrán 36 curvas de capacidad, se tienen 4 niveles distintos de aceleración máxima del terreno, lo que nos da un total de 144 análisis para obtención del punto de desempeño.

5. RESULTADOS

5.1 Análisis estático no lineal

A continuación se presentan los resultados del análisis estático no lineal, presentando las curvas de cortante basal-desplazamiento en el nodo de control en cuatro grupos, los cuales están definidos por la configuración de su sección transversal, así cada grupo contiene 9 pórticos con la misma configuración de sección transversal, variando estos el material y el tipo de conexión.

La presentación de las curvas es la siguiente, se separan los pórticos por tipo de conexión y por configuración de la sección transversal de acero al carbono s355 se presentan con líneas color verde, los pórticos de acero inoxidable austenítico 1.4301 se presentan con líneas azules y los pórticos híbridos se presentan con líneas rojas, de esta manera podemos comparar el comportamiento del material para una misma configuración de conexión y sección transversal.

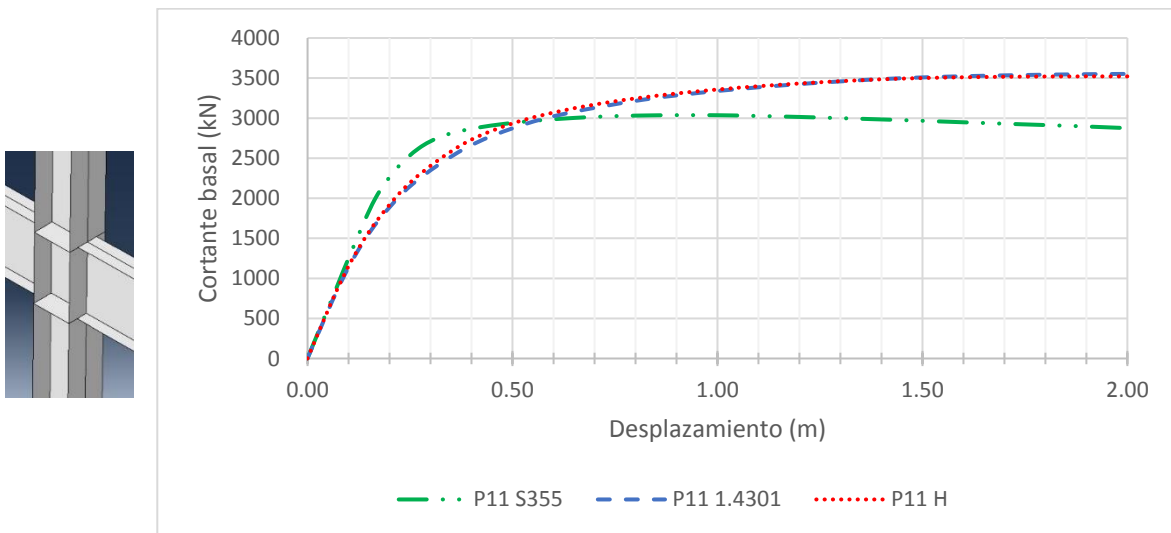


Figura 5-1 Curvas de capacidad, configuración 1 sección transversal, conexión tipo 1

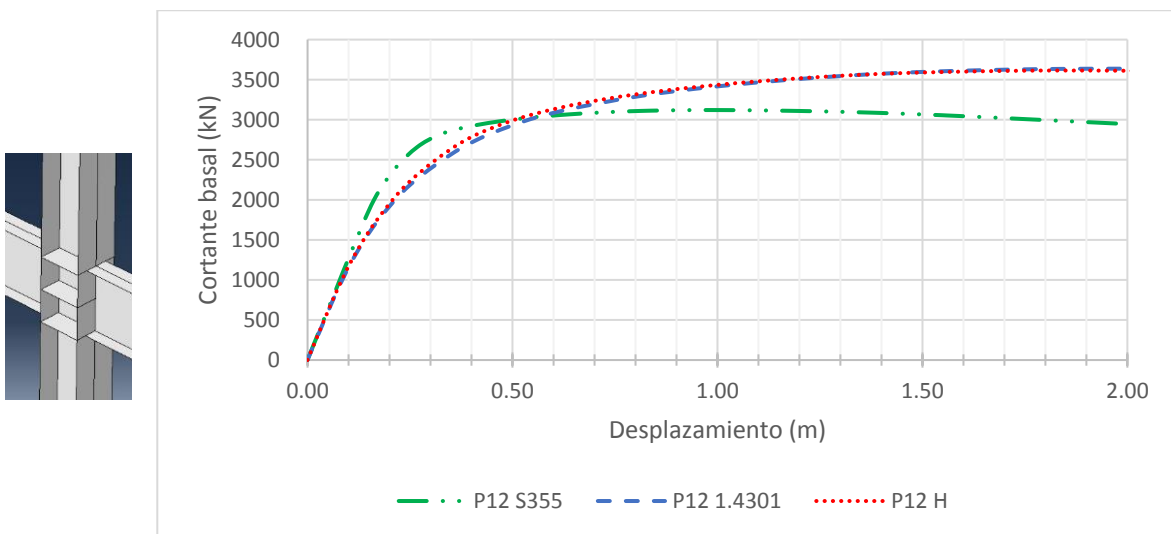


Figura 5-2 Curvas de capacidad, configuración 1 sección transversal, conexión tipo 2

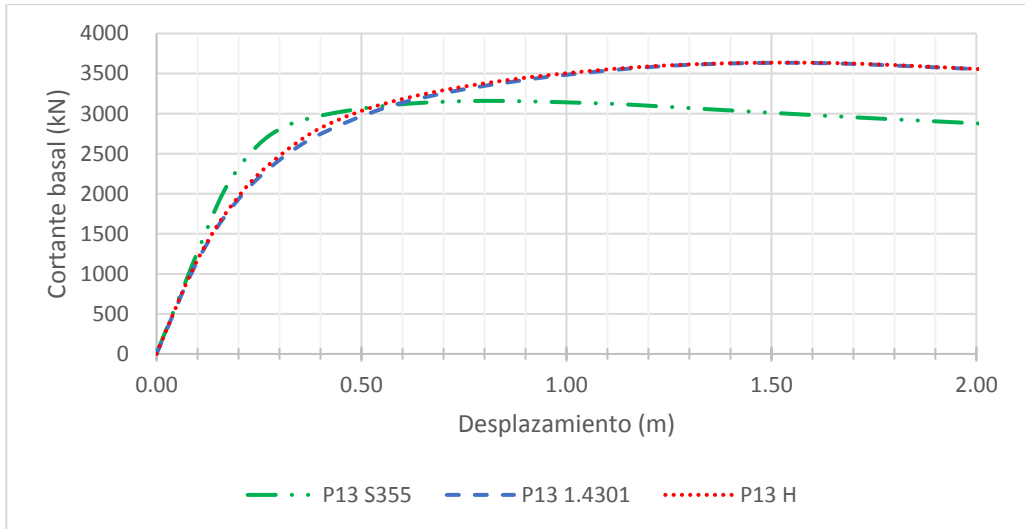
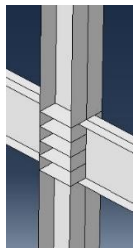


Figura 5-3 Curvas de capacidad, configuración 1 sección transversal, conexión tipo 3

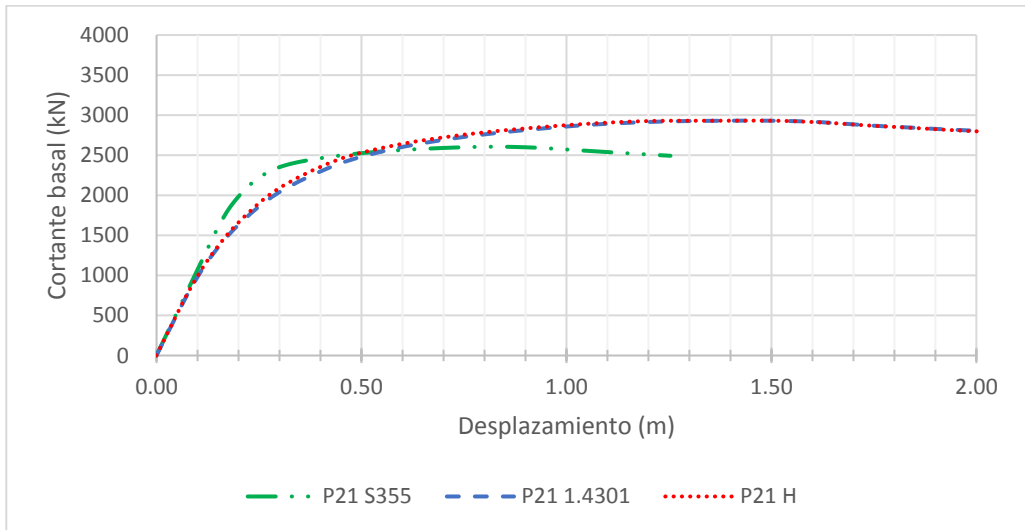
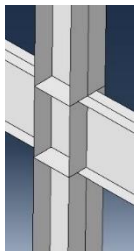


Figura 5-4 Curvas de capacidad, configuración 2 sección transversal, conexión tipo 1

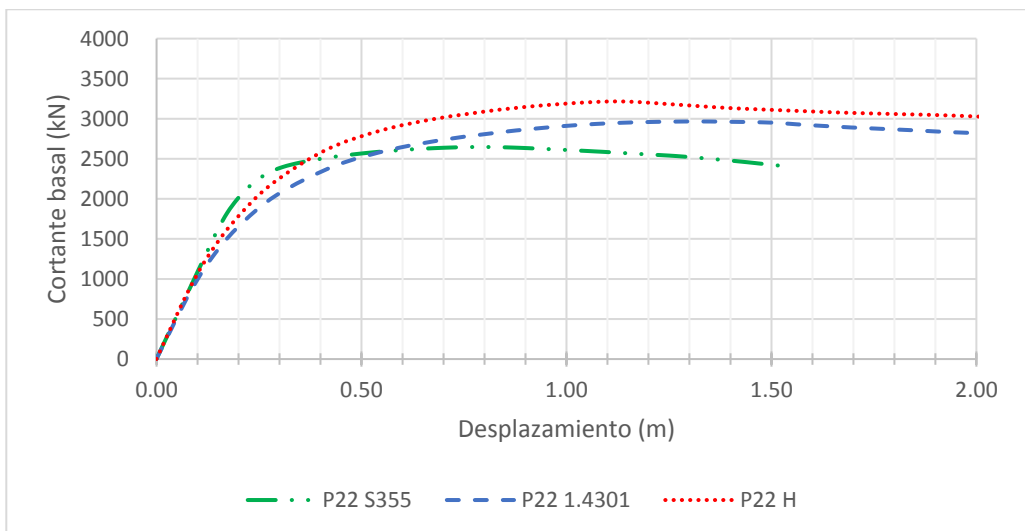
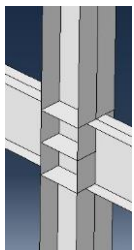


Figura 5-5 Curvas de capacidad, configuración 2 sección transversal, conexión tipo 2

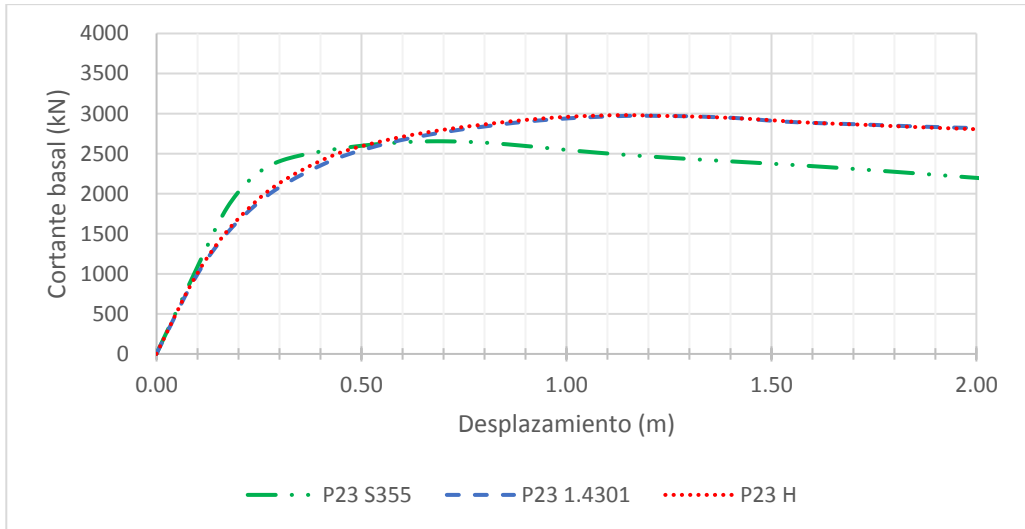
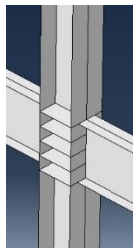


Figura 5-6 Curvas de capacidad, configuración 2 sección transversal, conexión tipo 3

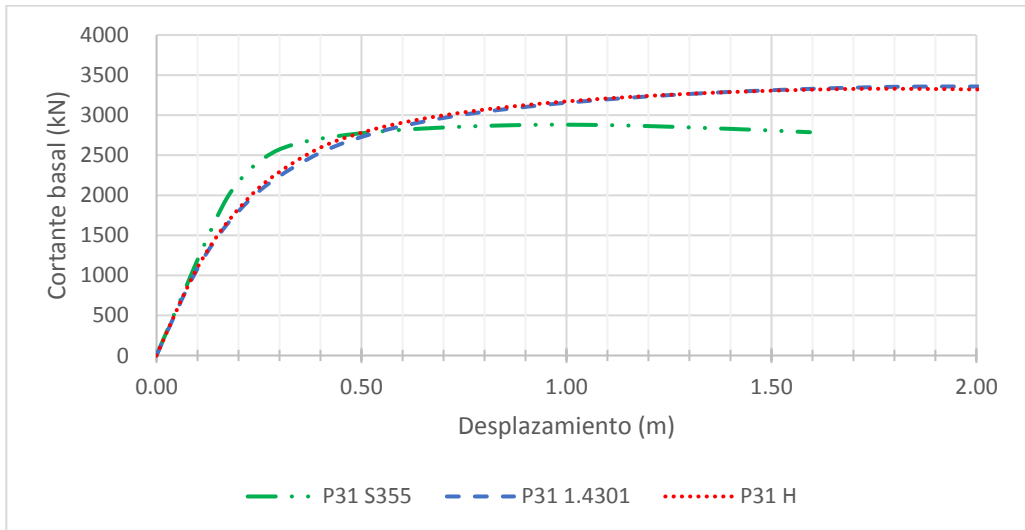
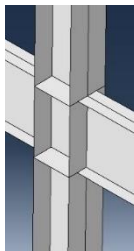


Figura 5-7 Curvas de capacidad, configuración 3 sección transversal, conexión tipo 1

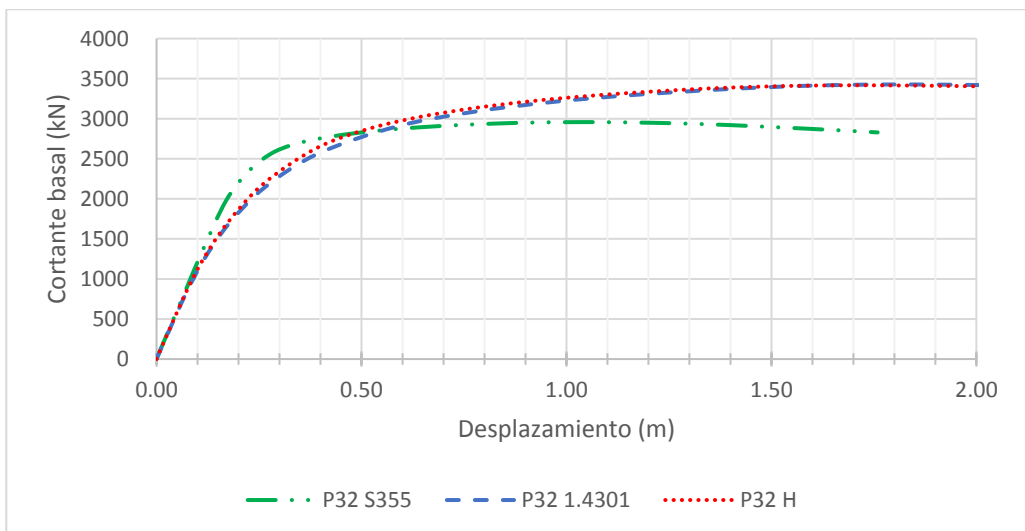
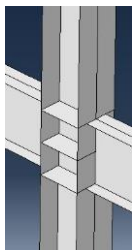


Figura 5-8 Curvas de capacidad, configuración 3 sección transversal, conexión tipo 2

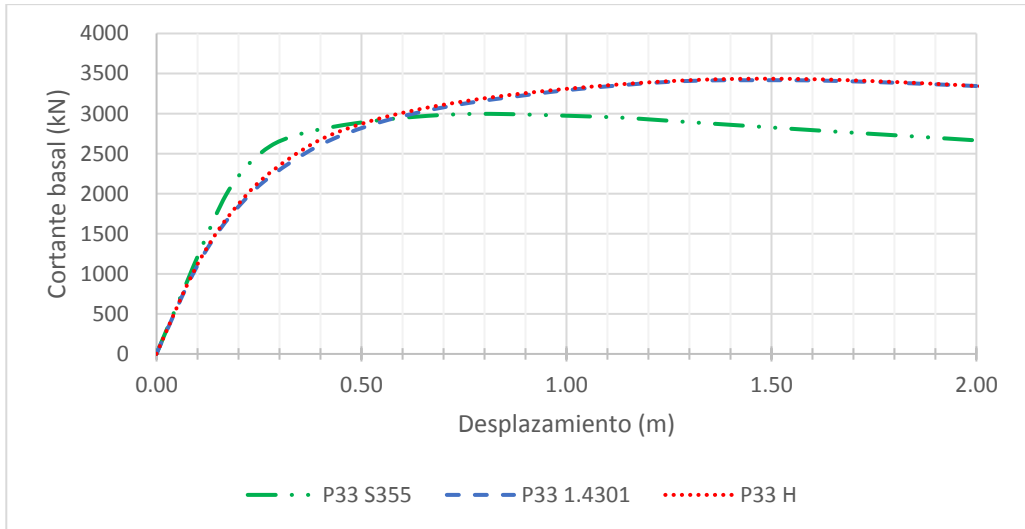
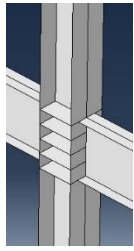


Figura 5-9 Curvas de capacidad, configuración 3 sección transversal, conexión tipo 3

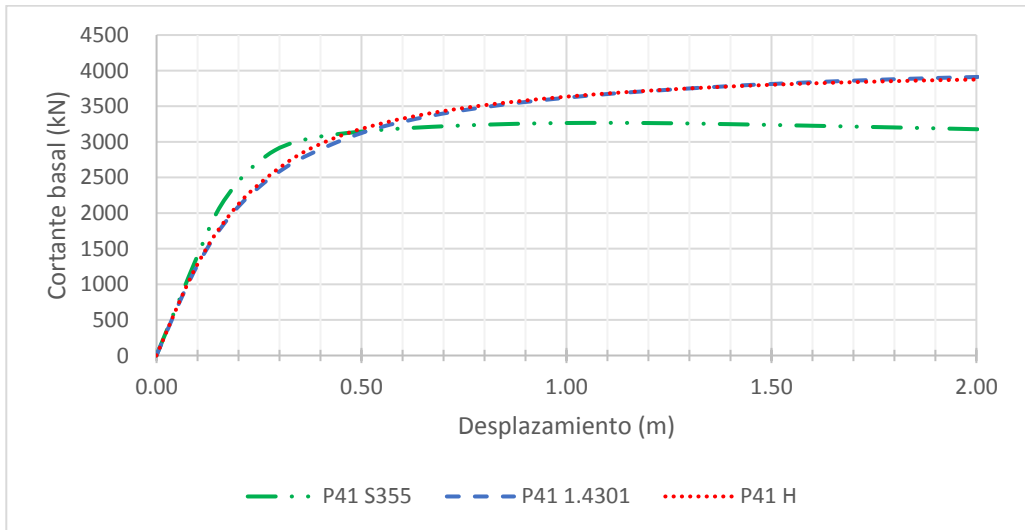
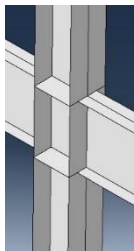


Figura 5-10 Curvas de capacidad, configuración 4 sección transversal, conexión tipo 1

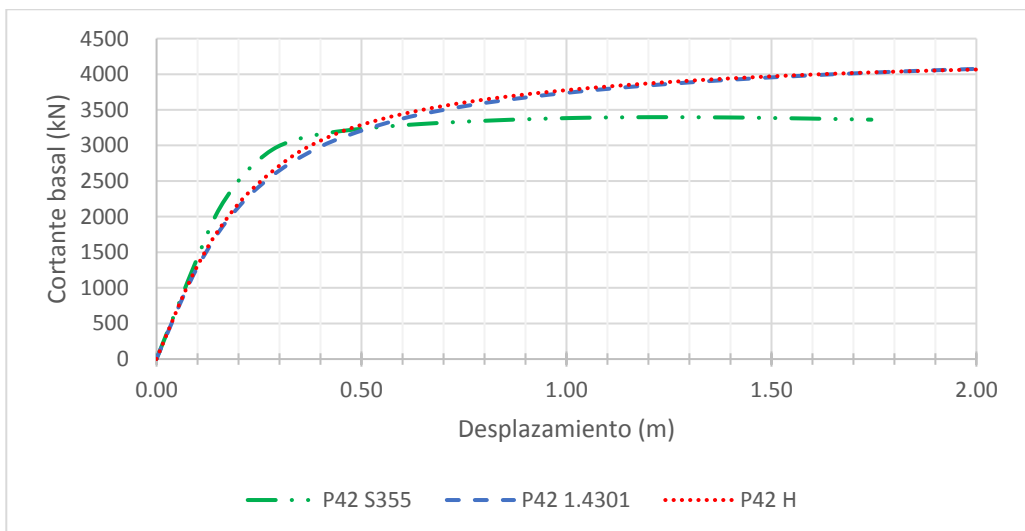
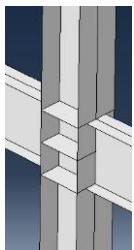


Figura 5-11 Curvas de capacidad, configuración 4 sección transversal, conexión tipo 2

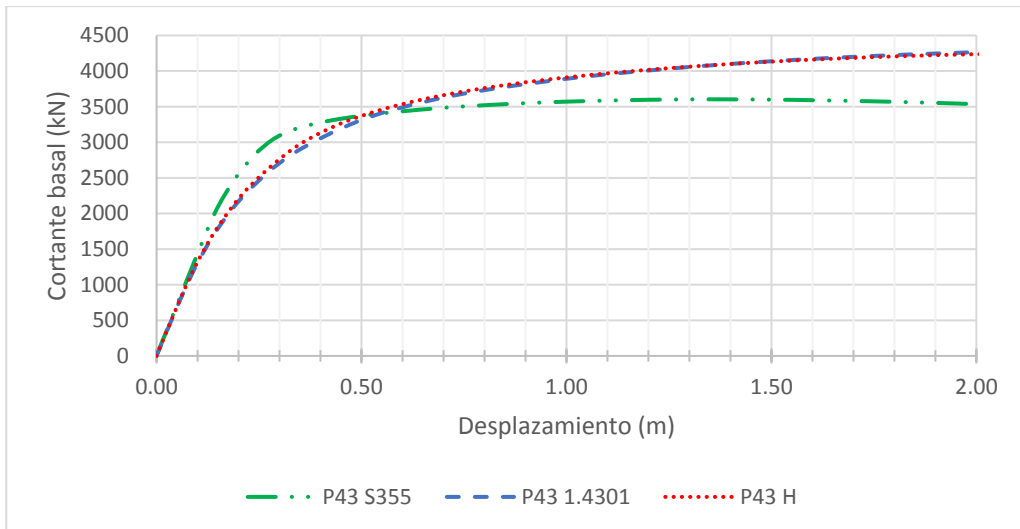
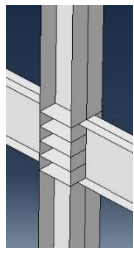


Figura 5-12 Curvas de capacidad, configuración 4 sección transversal, conexión tipo 3

La organización anterior se presenta en la tabla 5-1, en la cual se presenta el cortante máximo alcanzado por cada pórtico, el límite de elástico y sus respectivos desplazamientos, al igual que la energía elástica, como se presenta en el apartado 2.2.3.1, de cada uno.

Se puede observar que el acero inoxidable es el material que desarrolla una mayor energía elástica, seguido del pórtico híbrido y por último del acero al carbono, lo cual nos indica que para solicitaciones frente a sismo bajas los pórticos de acero inoxidable e híbridos se comportaran de manera elástica. De igual manera se observa que los pórticos de acero al carbono son los que desarrollan un menor cortante máximo para desplazamientos considerablemente menores a los que presentan los pórticos híbridos y de acero inoxidable. Es interesante también ver que el cortante máximo alcanzado por los pórticos híbridos es similar al alcanzado por los pórticos de acero inoxidable, pero con desplazamientos menores.

También se destaca que conforme la sección transversal es más robusta, el cortante basal máximo alcanzado por el sistema es menor al igual que los desplazamientos y cuando la sección transversal es más esbelta, el pórtico desarrolla un cortante basal mayor y el desplazamiento para dicho cortante basal también aumenta.

Tabla 5-1 Cortantes máximos, límite elástico y energía elástica

Material	Pórtico	d_y	V_y	du (max)	Vu (max)	E elástica
S355	P11 S355	0,085	1066	0,932	3038	47,7
S355	P21 S355	0,085	914	0,850	2606	39,6
S355	P31 S355	0,085	1011	0,966	2881	44,8
S355	P41 S355	0,082	1146	1,066	3267	48,9
S355	P12 S355	0,086	1095	0,965	3121	49,6
S355	P22 S355	0,085	929	0,787	2647	40,5
S355	P32 S355	0,086	1038	1,051	2958	46,7
S355	P42 S355	0,083	1192	1,206	3397	51,7
S355	P13 S355	0,087	1108	0,804	3159	50,6
S355	P23 S355	0,085	931	0,684	2655	40,7
S355	P33 S355	0,087	1052	0,790	2997	47,8
S355	P43 S355	0,088	1264	1,333	3604	57,1
H	P11 H	0,179	1778	1,927	3521	179,0
H	P21 H	0,170	1481	1,470	2932	142,4
H	P31 H	0,176	1681	1,796	3329	162,8
H	P41 H	0,180	1969	2,487	3898	203,8
H	P12 H	0,182	1825	1,858	3614	188,7
H	P22 H	0,174	1624	1,126	3216	157,5
H	P32 H	0,178	1726	1,698	3417	169,9
H	P42 H	0,187	2069	2,461	4097	222,6
H	P13 H	0,182	1836	1,562	3636	189,5
H	P23 H	0,170	1505	1,159	2981	143,9
H	P33 H	0,179	1735	1,471	3435	172,3
H	P43 H	0,195	2150	2,315	4257	240,4
1.4301	P11 1.4301	0,210	1923	2,293	3558	236,0
1.4301	P21 1.4301	0,192	1585	1,432	2931	170,9
1.4301	P31 1.4301	0,206	1815	1,956	3358	217,4
1.4301	P41 1.4301	0,212	2149	3,131	3976	264,5
1.4301	P12 1.4301	0,212	1966	1,940	3637	243,2
1.4301	P22 1.4301	0,191	1603	1,308	2966	171,4
1.4301	P32 1.4301	0,208	1853	1,822	3427	224,5
1.4301	P42 1.4301	0,220	2250	3,122	4162	286,5
1.4301	P13 1.4301	0,209	1964	1,508	3634	239,0
1.4301	P23 1.4301	0,190	1607	1,191	2973	171,3
1.4301	P33 1.4301	0,205	1847	1,488	3417	219,1
1.4301	P43 1.4301	0,227	2332	2,586	4315	304,6

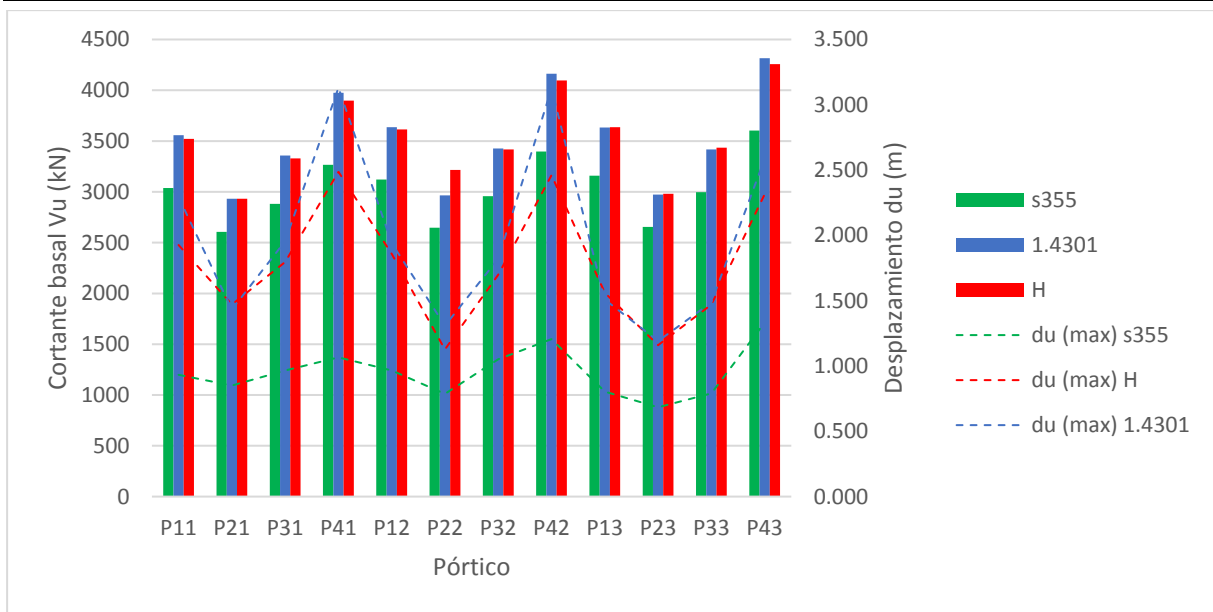


Figura 5-13 Cortantes basales máximos y desplazamientos para cortante basal máximo

En la figura 5-13 se muestran los cortantes basales máximos desarrollados por cada uno de los pórticos, se observa que el acero al carbono es el que desarrolla el cortante basal menor comparado con el desarrollado por el acero inoxidable, seguido de los pórticos con la configuración híbrida.

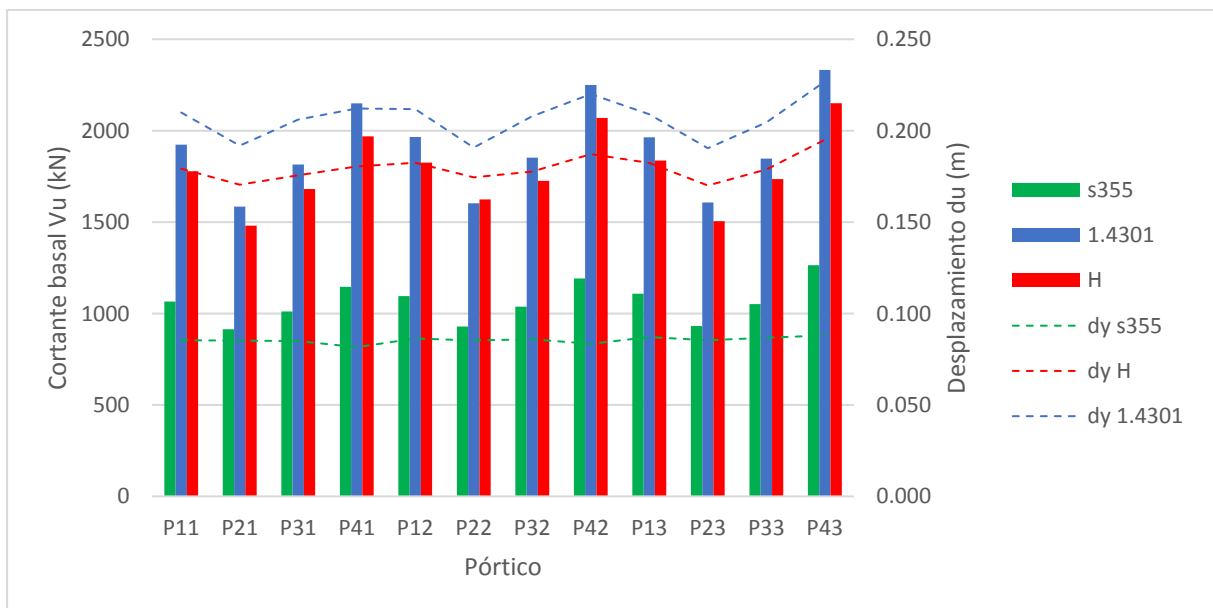


Figura 5-14 Cortantes basales al límite elástico y respectivos desplazamientos

En la figura 5-14 se grafican los valores de cortante basal al límite elástico de la estructura, así como los desplazamientos para los cuales ocurren, se ve claramente que esto ocurre antes para el acero al carbono, también teniendo los menores valores de cortante basal y de desplazamientos.

5.2 Punto de desempeño

Se expondrá el procedimiento para obtener el punto de desempeño según el método N2 expuesto en el apartado 3.4 para el pórtico P11 S355 y una aceleración máxima del terreno de 0,50g, para los pórticos y aceleraciones restantes solamente se mostrarán los resultados, esto debido a que son 144 veces las que se tendría que exponer el mismo procedimiento.

El método nos dice que el punto de desempeño se obtiene a través del espectro de respuesta y la curva de capacidad (figura 5-15), por lo cual lo primero que se realiza es construir nuestro espectro de respuesta para un terreno tipo B y una aceleración máxima del terreno (PGA) de 0,50g. Los valores para construir el espectro son tomados de la tabla 2-3.

Tabla 5-2 Valores para construcción de espectro de respuesta

PGA	a_g (m/s ²)	η	S	T_B	T_C	T_D
0,50g	4,91	1	1,2	0,15	0,5	2

Aplicando las ecuaciones (7), (8), (9) y (10) obtenemos las coordenadas para nuestro espectro de respuesta, el cual se muestra en la figura 5-16.

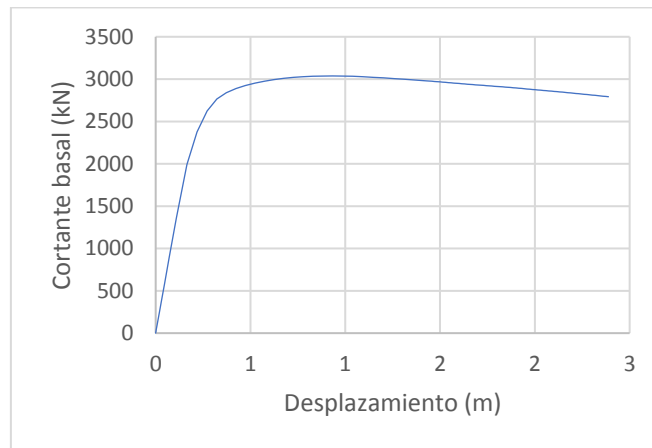


Figura 5-15 Curva de capacidad P11 S355

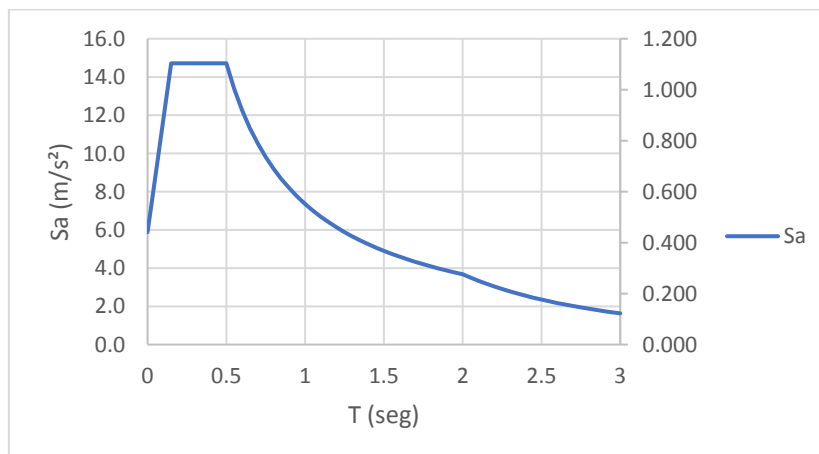


Figura 5-16 Espectro de respuesta elástico PGA 0,50g

El siguiente paso es transformar nuestro sistema de múltiples grados de libertad a un sistema equivalente de un solo grado de libertad, para lo cual necesitamos obtener la masa equivalente según la ecuación (34) y el factor Gamma según la ecuación (35).

Tabla 5-3 Obtención coeficiente Gamma

Nivel	m_i	ϕ_i	$\phi_i^2 m_i$	$\phi_i m_i$
6	39,0		1	39,0
5	71,2	0,927	61,2	66,0
4	71,2	0,818	47,6	58,2
3	71,2	0,661	31,1	47,1
2	71,2	0,461	15,1	32,8
1	73,3	0,238	4,2	17,4
	$\Sigma=397,1$		$\Sigma=198,3$	$\Sigma=260,6$

Siguiendo las expresiones (34) y (35) se tiene un valor de masa equivalente $m^*=260,6$ y un valor del coeficiente Gamma $\Gamma=1,314$

El siguiente paso es transformar la curva de capacidad de múltiples grados de libertad a una equivalente de un solo grado de libertad, esto se hace dividiendo el cortante basal y el desplazamiento en el nodo de control entre el factor Gamma, tal como se indica en las ecuaciones (36) y (37), la curva de capacidad de equivalente se muestra en la figura 5-7.

Se propone un primer valor de $d_m^* = 0,20 m$, para dicho valor se debe de encontrar en la curva equivalente el valor correspondiente de F_y^* y de E_m^* , buscando los valores entre los cuales se encuentre nuestro punto de desempeño propuesto tenemos:

Tabla 5-4 Valores de curva equivalente un solo grado de libertad para interpolación de F_y^*

d_m^*	F_y^*	E_m^*
0,1659	1807,1	164,5
0,2064	1995,4	241,4

Realizando una interpolación entre los valores indicados en la tabla 5-4, obtenemos un valor de $F_y^* = 1965,80 kN$ y una energía de deformación real $E_m^*=228,83 mJ$, utilizando la expresión (38) tenemos un valor $d_y^*=0,1672 m$.

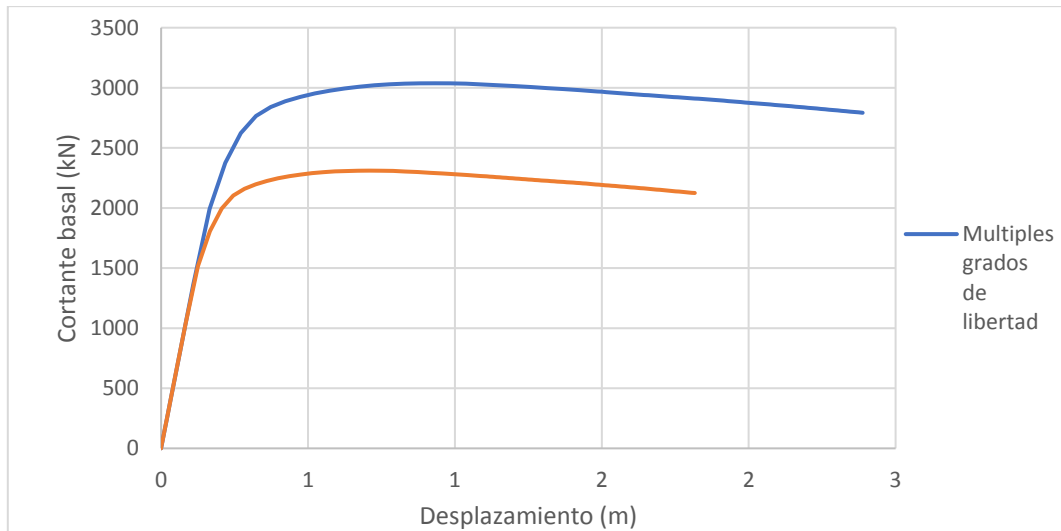


Figura 5-17 Comparación de curva de capacidad equivalente un solo grado de libertad y la curva de múltiples grados de libertad P11 S355

A continuación se determina el periodo T^* del sistema equivalente de un solo grado de libertad, utilizando la expresión (39) para un valor de $m^*=260,6$, $d_y^*=0,1672$ y $F_y^*=1965,80$, se obtiene un periodo $T^*=0,935$ segundos.

El punto de desempeño del sistema equivalente de un grado de libertad se obtiene con la expresión (40), para la cual necesitamos conocer el valor de $S_e(T^*)$

Tabla 5-5 Interpolación de $S_e(T^*)$

T	S_e
0,9	8,2
0,95	7,7

Se hace la interpolación con los valores del espectro de respuesta y se obtiene un valor para $S_e(T^*)=7,87m/s^2$, aplicando la ecuación (40) tenemos un valor $d_{et}^*=0,174$ m, se debe revisar si la estructura es de periodo corto o medio y largo, esto se hace comparando el valor del periodo T^* contra T_c , en este caso la $T^*=0,935s$ y $T_c=0,5s$, tenemos que $T^*>T_c$, por lo tanto es una estructura de periodo medio y el valor de d_t^* viene dado por la ecuación (44), tenemos $d_t^*=0,174$ m.

Debido a que nuestro desplazamiento propuesto $d_m^* = 0,20$ m es muy distinto al punto de desempeño obtenido $d_t^*=0,174m$, se debe de realizar un proceso iterativo, esta vez utilizando como punto propuesto el punto de desempeño encontrado.

Proponiendo $d_m^* = 0,174$ m, se buscan los valores correspondientes de F_y^* y E_m^* en la curva equivalente de un solo grado de libertad.

Tabla 5-6 Iteración 2, valores de curva equivalente de un solo grado de libertad para interpolación de F_y^*

d_m^*	F_y^*	E_m^*
0,1659	1807,1	164,5
0,2064	1995,4	241,4

Realizando la interpolación entre los valores de la tabla 5-7, se obtienen el nuevo valor de $F_y^* = 1846,62 \text{ kN}$ y una energía de deformación $E_m^* = 180,03 \text{ mJ}$, utilizando nuevamente la expresión (38) obtenemos un valor de $d_y^* = 0,1538 \text{ m}$.

Continuamos determinando el periodo T^* del sistema equivalente, calculado a partir de la ecuación (39) con valores de $m^* = 260,6$, $d_y^* = 0,1538 \text{ m}$ y $F_y^* = 1846,62 \text{ kN}$ el periodo calculado es $T^* = 0,926 \text{ segundos}$.

El siguiente paso es utilizar la expresión (40) para determinar el punto de desempeño del sistema equivalente, para el nuevo periodo calculado $T^* = 0,926 \text{ s}$ se interpola entre los valores de la tabla 5-6 para obtener un nuevo valor de $S_e(T^*) = 7,953 \text{ m/s}^2$ y así tenemos un valor calculado $d_{et}^* = 0,173 \text{ m}$, la estructura sigue estando en periodo medio, por lo cual $d_t^* = d_{et}^* = 0,173 \text{ m}$.

Calculando el porcentaje de error entre el valor propuesto $d_m^* = 0,174 \text{ m}$ y el valor calculado $d_{et}^* = 0,173 \text{ m}$ obtenemos un error del 0,5%, por lo cual se puede decir que ha convergido.

Por último para determinar el punto de desempeño para el sistema de múltiples grados de libertad hay que transformar el valor de desplazamiento del sistema equivalente de un solo grado de libertad multiplicando por el factor Gamma, ecuación (45), así $d_t = 0,223 \text{ m}$, y lo mismo se hace para obtener la fuerza para ese desplazamiento, teniendo $F_d = 2427,4 \text{ kN}$.

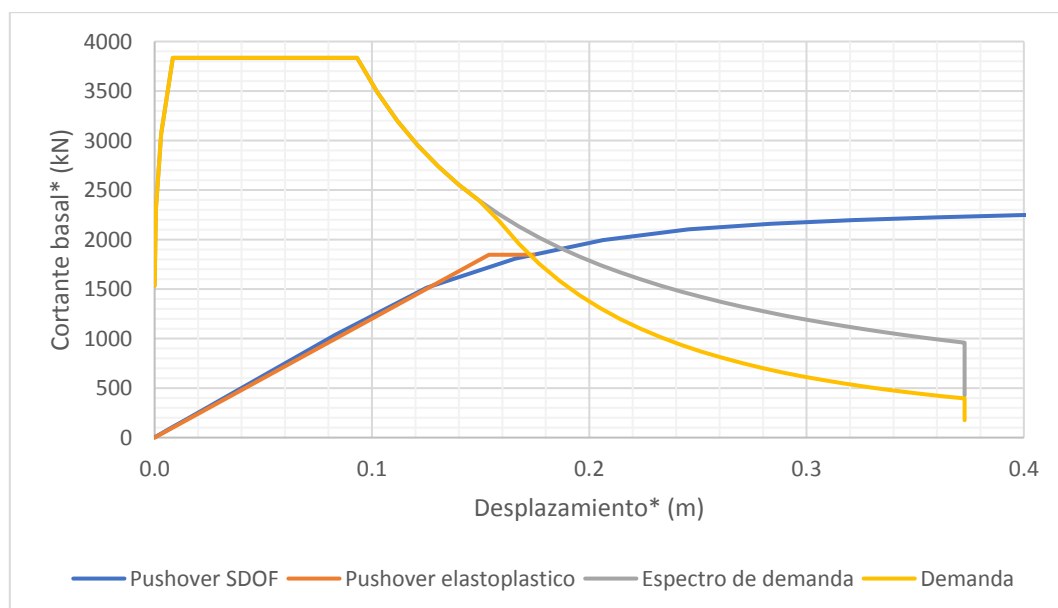


Figura 5-18 Punto de desempeño del sistema equivalente de un solo grado de libertad P11 S355

A partir de los valores de la tabla 5-1 que son propios de cada curva de capacidad, y del punto de desempeño, que depende del nivel de aceleración máxima del terreno, se definen los factores de comportamiento (figura 5-19) que serán nuestro punto de comparación para ver la respuesta ante acciones sísmicas de los pórticos.

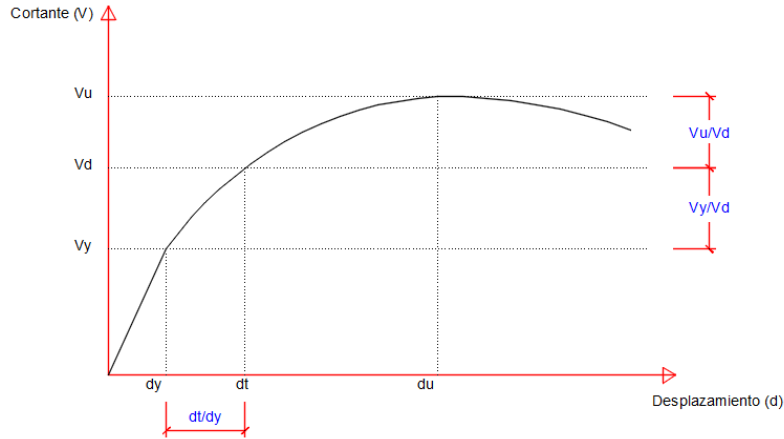


Figura 5-19 Factores de comportamiento

El factor de sobrerresistencia de diseño V_y/V_d indica el comportamiento de la estructura, si este factor es mayor a 1, $V_y > V_d$, la estructura se comportará ante la acción sísmica de manera elástica y no disipará energía, es decir resistirá la acción en rango elástico sin que se formen rotulas plásticas que son las zonas de disipación de energía. Por el contrario si el valor es menor a 1, $V_y < V_d$, la acción sísmica será resistida en el rango plástico, y existirá disipación de energía en las rotulas plásticas.

El factor de comportamiento V_u/V_d nos indica que tanto nos acercamos al límite último de la estructura, si este factor es menor a 1 la estructura no resistirá, por lo siempre debe ser mayor a 1.

La demanda de ductilidad $\mu = dt/dy$ también nos indica en que rango está resistiendo las acciones sísmicas, si este valor es menor a 1, no existirá disipación de energía y la demanda de la estructura estará en el régimen elástico y viceversa.

La siguiente relación a definir es la de amortiguamiento-ductilidad (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007) con la ecuación (46):

$$\xi_{eq} = 0,05 + 0,577 \left(\frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right) \quad (46)$$

Otro aspecto importante es la cantidad de energía disipada, como se explica en el apartado 2.2.3.1 la energía disipada es igual a la energía total menos la energía elástica, es decir el área bajo la curva del origen hasta al punto de desempeño d_t , menos el área bajo la curva del origen al desplazamiento correspondiente al límite elástico d_y .

Definido lo anterior, los resultados de todos los pórticos se presenta a continuación para cada valor de la aceleración máxima del terreno.



Figura 5-20 Factores de comportamiento (PGA 0,30g)

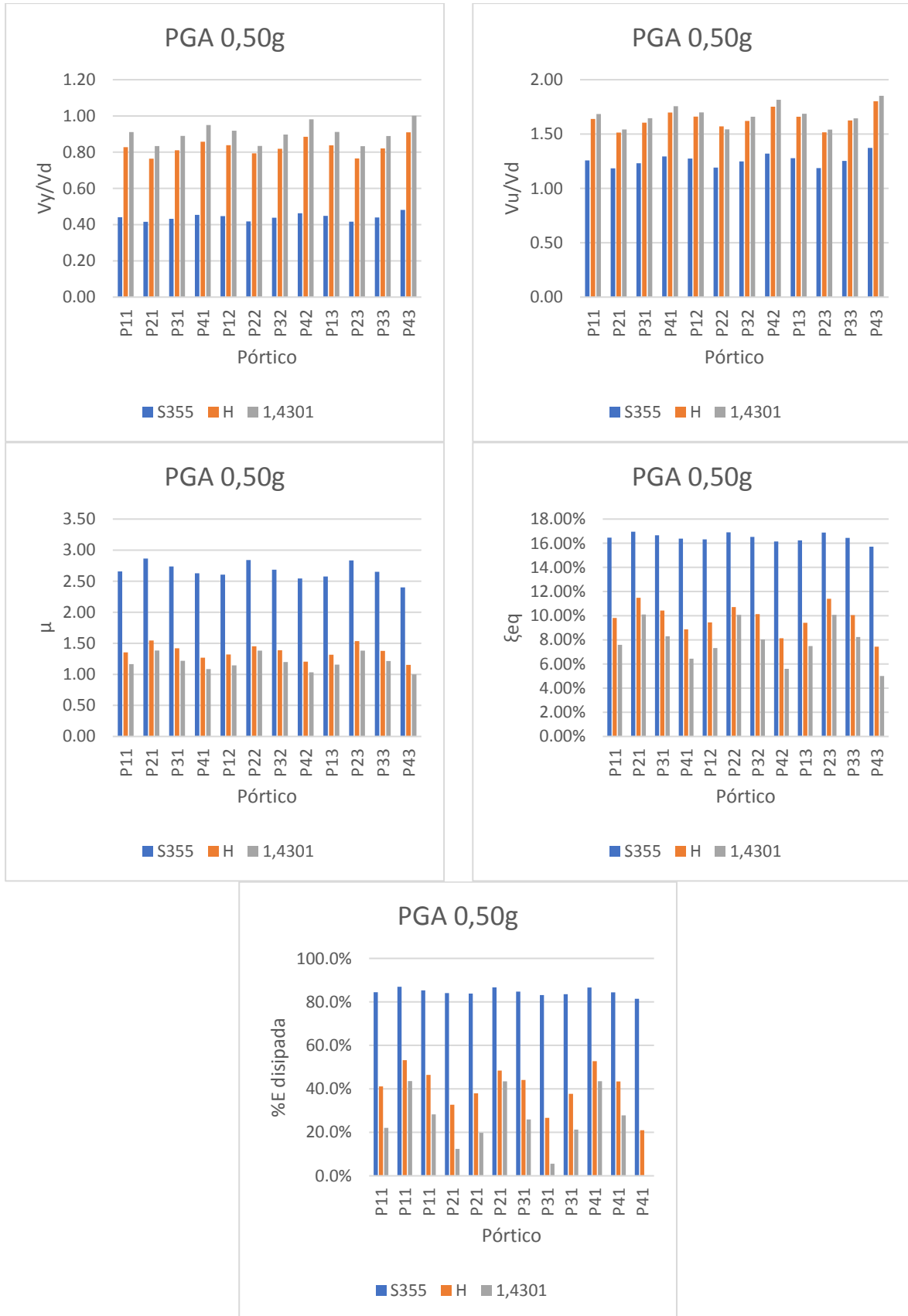


Figura 5-21 Factores de comportamiento (PGA 0,50g)



Figura 5-22 Factores de comportamiento (PGA 0,85g)



Figura 5-23 Factores de comportamiento (PGA 1,70g)

El primer factor a analizar el de sobrerresistencia de diseño V_y/V_d recordemos que cuando la relación es menor a 1 la estructura resiste el sismo en régimen plástico y cuando es mayor a 1 lo hace en régimen elástico, podemos observar que el acero al carbono desde solicitaciones de 0,30g se comporta de manera plástica, lo cual se puede observar en el gráfico de porcentaje de disipación de energía, el acero al carbono comienza a disipar energía desde valores de aceleración máxima del terreno de 0,30g, y no así los pórticos híbridos y de acero inoxidable, conforme aumentamos la aceleración del terreno, los valores de sobrerresistencia de diseño comienzan a disminuir, para aceleraciones de 0,50g el acero al carbono disipa una gran cantidad de energía comparado con los híbridos y los de acero inoxidable, y comparando estos dos últimos, el acero inoxidable disipa mayor cantidad de energía para dicho nivel de aceleración, y continua así el comportamiento para niveles de 0,85g, cuando vemos el comportamiento con aceleraciones de 1,70g, que son aceleraciones muy grandes, se comienza a igualar la cantidad de energía disipada, alcanzando valores superiores al 90%, claro está, la mayor cantidad de energía disipada se la lleva el acero al carbono, lo cual es de esperarse ya que desarrolla una menor cantidad de energía elástica, recordemos que la energía disipada es igual a la energía total menos la elástica.

Como se puede ver en las curvas de capacidad, los pórticos híbridos y de acero inoxidable alcanzan valores máximos de cortante basal muy parecidos, ambos mayores al que alcanza el acero al carbono, esto gracias a su comportamiento no lineal que presenta el material que desde tensiones bajas comienza a comportarse de manera no lineal y tiene una gran capacidad de endurecimiento por deformación, esto se ve reflejado cuando observamos el factor V_u/V_d , recordando que mientras mayor sea este valor, el cortante que nos demanda el sismo está más alejado del cortante máximo que puede desarrollar el sistema, para valores de 0,30g tenemos valores medios de 1,84 para el acero al carbono y de 2,37 y 2,41 para los pórticos de acero inoxidable y para los híbridos respectivamente, al aumentar la demanda del sismo, es decir al aumentar los valores de aceleración, este factor comienza a disminuir, lo que nos indica que la exigencia del sismo es mayor, hasta llevar este valor al límite cuando sometemos a los pórticos a aceleraciones de 1,70g, cuyos valores medios son de 1,01 para el acero al carbono, 1,05 para el acero inoxidable y 1,06 para los pórticos híbridos.

El valor de demanda de ductilidad y amortiguamiento equivalente van directamente relacionados, vemos que cuando la demanda de ductilidad es menor a 1, el coeficiente de amortiguamiento equivalente permanece en el 5%, y conforme aumenta la demanda de ductilidad también aumenta el valor del amortiguamiento equivalente, hasta a llegar a valores de amortiguamiento del orden del 20% para aceleraciones de 1,70g.

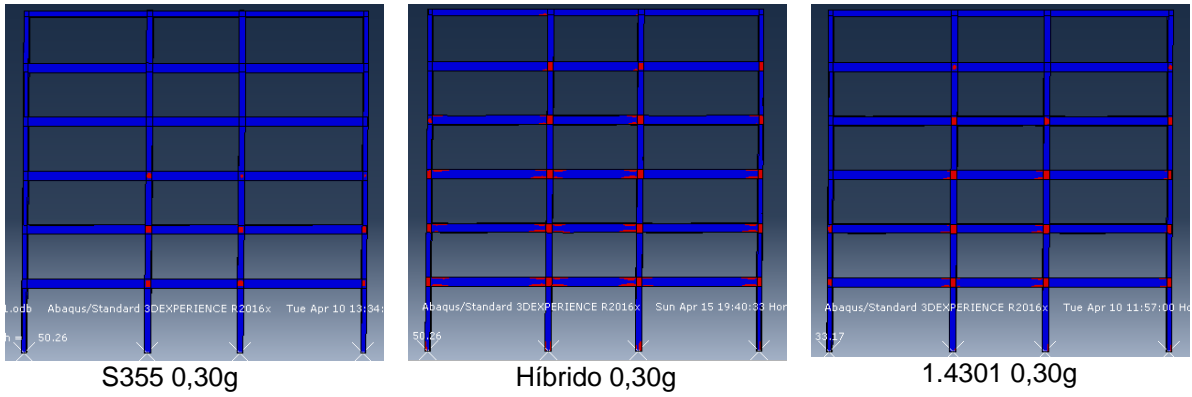


Figura 5-24 Deformación plástica 0,03g

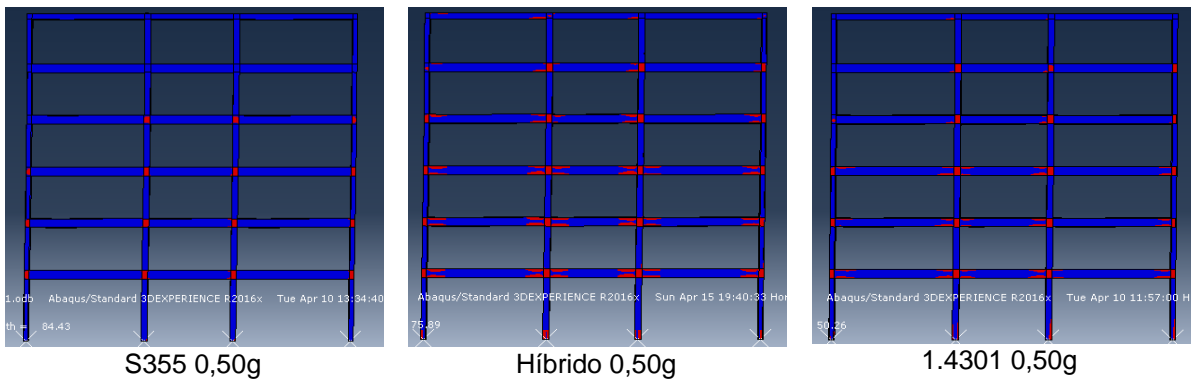


Figura 5-25 Deformación plástica 0,50g

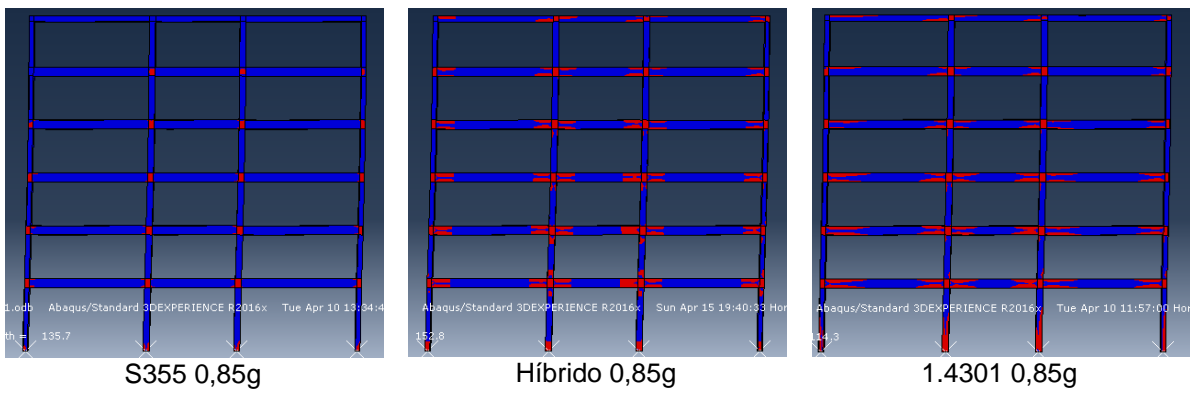


Figura 5-26 Deformación plástica 0,85g

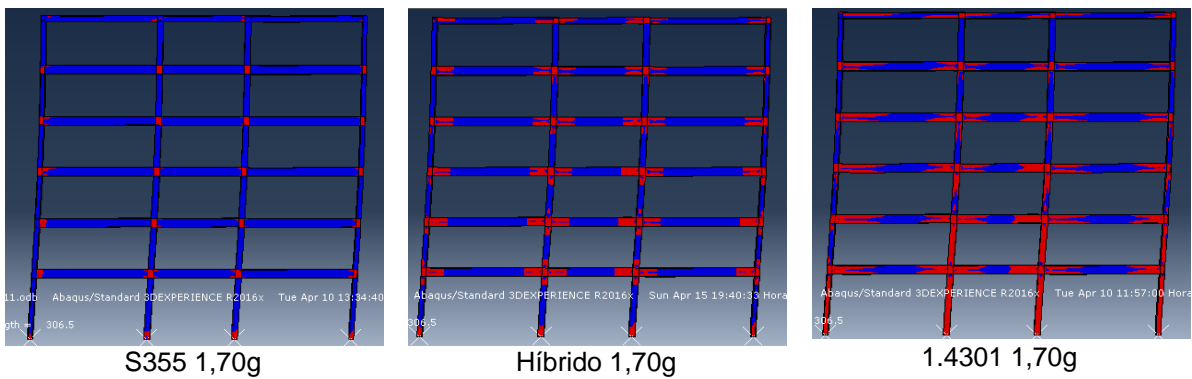


Figura 5-27 Deformación plástica 1,70g

Por último en las figuras de la 5-11 a la 5-14, se muestra en rojo las zonas donde el material ha plastificado para el punto de desempeño de cada nivel de aceleración máxima del terreno, para los pórticos en acero al carbono es fácil ver la formación de las rotulas plásticas, vemos que para la mayor sollicitación de 1,70g las zonas de disipación de energía se encuentran en los apoyos de las columnas y en los extremos de las vigas, que a la vez son las zonas que presentan los mayores esfuerzos. Para los de acero inoxidable esto no se logra apreciar con claridad, debido a que como ya se mencionó el software ilumina de rojo las zonas donde el material se está comportando de manera plástica, recordemos que el acero inoxidable no tiene bien definido un límite elástico al igual que el acero al carbono, y que como se la parte 3.2.1 el material se modela elásticamente hasta una tensión de 150 N/mm^2 , es decir cuando la sección alcanza ese nivel de tensión el acero inoxidable comienza a comportarse plásticamente y comienza el endurecimiento por deformación, así que en estos dos caso las zonas en rojo representan la longitud plástica de disipación. En los pórticos híbridos se puede ver más claro que el concepto de utilizar el acero inoxidable en las zonas que frente a sismo presentan los mayores esfuerzos funciona, ya que solamente esas partes presentan deformaciones plásticas, y no así las zonas que están modeladas con acero al carbono.

6. CONCLUSIONES

Se han modelado 36 pórticos con distintas configuraciones en cuanto a material, y secciones transversales, para realizar el análisis estático no lineal de cada uno de ellos, y de esta manera obtener la curva de capacidad, y a partir de estas curvas obtenidas, estudiar el comportamiento ante acciones sísmicas con cuatro valores distintos de aceleraciones máximas del terreno, para medir el comportamiento, se obtuvo el punto de desempeño con el método N2 expuesto en el Eurocódigo 8 Diseño de estructuras sismorresistentes, dicho procedimiento se realizó un total de 144 veces, para así llegar a obtener y comparar los factores de comportamiento de los pórticos.

Con los valores de las curvas de capacidad se concluye que los pórticos de acero inoxidable presentan valores mayores de cortante basal en comparación de los pórticos de acero al carbono, pero más importante e interesante es que los pórticos híbridos presentan valores de cortante basal similares a los de los pórticos modelados en su totalidad de acero inoxidable, esto en cuanto a cortante basal, y en cuanto a la ductilidad, los pórticos que presentan mayor ductilidad son los de acero inoxidable, seguidos de los pórticos híbridos y por último los pórticos de acero al carbono.

Uno de los valores obtenidos con el estudio realizado, y que fue un valor de comparación es el de demanda de ductilidad, que como se muestra en los resultados esta demanda de ductilidad es mayor para los pórticos de acero al carbono, y la menor demanda de ductilidad la presentan los pórticos híbridos, analizando este valor, vemos que el concepto de demanda de ductilidad no es el mismo que ductilidad por sí solo, se podría decir que es algo inverso, ya que los pórticos de acero al carbono tienen un límite elástico global menor que los híbridos y los de acero inoxidable, es decir que el desplazamiento para el cual se alcanza el cortante basal de correspondiente al límite elástico es menor que el de los otros dos tipos de pórticos, por ende diferencia entre el punto de desempeño y el desplazamiento correspondiente al límite elástico es mayor, con lo cual aumenta la demanda de capacidad, mientras que para las otras dos configuraciones, al presentar una mayor ductilidad, se necesita un desplazamiento mayor para alcanzar el cortante basal de correspondiente al límite elástico, por lo cual cuando se obtiene el punto de desempeño para un determinado nivel de aceleración máxima del terreno, dicho punto se encuentra más cercano, en comparación a los pórticos de acero al carbono, al desplazamiento necesario para alcanzar el cortante basal del límite elástico, por lo cual la demanda de capacidad es menor.

Se comprobó que gracias a seguir el concepto de columna fuerte-viga débil, las rotulas plásticas presentan el comportamiento esperado de aparecer en los extremos de las vigas y en la base de las columnas, pero no en las columnas de entrepiso, lo cual evita el colapso global o parcial de la estructura.

En el estudio se utilizaron tres conexiones distintas, todas conexiones rígidas para tener un comportamiento acorde al tipo de pórtico estudiado, comenzando con rigidizadores en la columna para dar continuidad a la viga, luego agregando un rigidizador paralelo a las alas de la viga al centro del panel nodal para dividir este en dos, y la tercera conexión el panel nodal

se dividió en cuatro, los tres tipos de conexión nos dan buen desempeño en cuanto a resistencia de cortante basal se refiere, pero mientras más rígida es la conexión, la ductilidad global del pórtico disminuye. Este cambio de conexión se realizó en el estudio, pero al momento de diseñar, lo más recomendable, y en especial cuando se están diseñando estructuras sismorresistentes, es utilizar conexiones precalificadas, las cuales cuentan con suficiente información experimental y analítica para asegurar que la conexión presente adecuada capacidad de deformación plástica, o en su caso hacer un estudio preciso de la conexión que se pretenda utilizar.

En conclusión se puede decir que los pórticos híbridos son una excelente opción ya que al utilizar el acero inoxidable solamente en las zonas de disipación se puede aprovechar al máximo ambos materiales, un inconveniente de esto, es el elevado costo del acero inoxidable en comparación del acero al carbono, sería interesante realizar un estudio detallado de todos los costos que esto significa, así como estudiar el costo de inversión y la tasa de retorno, que seguramente en algunos casos sea favorable dependiendo de la importancia de la edificación y de la peligrosidad sísmica en la cual este desplazada la estructura.

Para este estudio las zonas de acero inoxidable en los pórticos híbridos incluían los nodos, se podrían realizar estudios posteriores en los cuales se utilice el acero inoxidable solamente en los extremos de las vigas, pero además que exista una reducción de la sección en esa zona para obligar que ahí aparezcan las rotulas plásticas, y estudiar también las tecnologías actuales o que se puedan desarrollar para realizar la unión entre estas zonas de la manera más eficiente estructural y económicamente.

7. REFERENCIAS

- Arrayago, I., Real, E., & Mirambell, E. (2017). Design of stainless steel continuous beams with tubular cross-sections. *Engineering Structures* 151, 422-431.
- Atienza, J. R., & Irlles, R. (1985). *Estudio del comportamiento elastoplástico de estructuras metálicas de entramado*. Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería.
- Baddoo, N. (2008). Stainless steel in construction: A review of research, applications, challenges and opportunities. *Journal of Constructional Steel Research*, 1199-1206.
- Bozzo, L. M., & Barbat, A. H. (2000). *Diseño sismorresistente de edificios. Técnicas convencionales y avanzadas*. Barcelona: Reverté.
- CFE. (2008). *Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo*. México: Comisión federal de electricidad.
- Crisafulli, F. J. (2018). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero* (5ª ed.). Mendoza, Argentina: Asociación latinoamericana del acero.
- Di Sarno, L., Enashai, A. S., & Nethercot, D. A. (2003). Seismic performance assessment of stainless steel frames. *Journal of Constructional Steel Research* 59, 1289-1319.
- EAE. (2012). *Instrucción de acero estructural* (Tercera ed.). Ministerio de Fomento.
- EN-10027-2. (2016). *Sistemas de designación de aceros. Parte 2: designación numérica*.
- EN-10088. (2005). *Stainless steels: list of stainless steels*. Brussels.
- EN-1993. (1996). *Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1.4 General rules - Supplementary rules for stainless steel*. Brussels: CEN, 1996, Belgium: European Communities for Standardisation.
- EN-1993. (2006). *Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1.5 Plated structural elements- Annex C. Finite element methods of analysis*. Brussels: CEN: Belgium: European Communities for Standardisation.
- EN-1998. (2004). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance*. Brussels: CEN, 2004.
- Fajfar, P. (2000). Nonlinear analysis method for performance based seismic design. *Earthquake Spectra*, Vol. 16, No. 3, 573-591.
- Manual de diseño para acero inoxidable* (4ª ed.). (2017). ISBN: 978-1-85942-233-5.



Nip, K., Gardner, L., Davies, C., & Elghazouli, A. (2010). Extremely low cycle fatigue tests on structural carbon steel and stainless steel. *Journal of Constructional Steel Research* 66, 96-110.

Norma UNE EN 10088: Aceros Inoxidables. (s.f.).

Priestley, M., Calvi, G., & Kowalsky, M. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Pravia, Italy: IUSS PRESS.

Real, E., & Mirambell, E. (2005). Flexural behaviour of stainless steel beams. *Engineering Structures* 27, 1465-1475.

SIMULIA. (2016). *Abaqus 6.14 Documentation*.

Villarreal Castro, G., & Oviedo Sarmiento, R. (2009). *Edificaciones con disipadores de energía*. Lima, Perú: ANR.

A. Anejo 1

Tabla A-1 Factores de comportamiento (PGA 0,30g)

PGA 0,3g					
Pórtico	Vy	Vu (max)	Vd (kN)	Vy/Vd	Vu/Vd
P11 S355	1066	3038	1639	0,65	1,85
P21 S355	914	2606	1538	0,59	1,69
P31 S355	1011	2881	1596	0,63	1,81
P41 S355	1146	3267	1738	0,66	1,88
P12 S355	1095	3121	1654	0,66	1,89
P22 S355	929	2647	1550	0,60	1,71
P32 S355	1038	2958	1610	0,64	1,84
P42 S355	1192	3397	1756	0,68	1,93
P13 S355	1108	3159	1657	0,67	1,91
P23 S355	931	2655	1551	0,60	1,71
P33 S355	1052	2997	1615	0,65	1,86
P43 S355	1264	3604	1765	0,72	2,04
P11 H	1778	3521	1479	1,20	2,38
P21 H	1481	2932	1355	1,09	2,16
P31 H	1681	3329	1437	1,17	2,32
P41 H	1969	3898	1576	1,25	2,47
P12 H	1825	3614	1493	1,22	2,42
P22 H	1624	3216	1414	1,15	2,27
P32 H	1726	3417	1455	1,19	2,35
P42 H	2069	4097	1602	1,29	2,56
P13 H	1836	3636	1499	1,22	2,43
P23 H	1505	2981	1456	1,03	2,05
P33 H	1735	3435	1456	1,19	2,36
P43 H	2150	4257	1609	1,34	2,65
P11 1.4301	1923	3558	1466	1,31	2,43
P21 1.4301	1585	2931	1343	1,18	2,18
P31 1.4301	1815	3358	1425	1,27	2,36
P41 1.4301	2149	3976	1564	1,37	2,54
P12 1.4301	1966	3637	1482	1,33	2,45
P22 1.4301	1603	2966	1354	1,18	2,19
P32 1.4301	1853	3427	1438	1,29	2,38
P42 1.4301	2250	4162	1584	1,42	2,63
P13 1.4301	1964	3634	1488	1,32	2,44
P23 1.4301	1607	2973	1357	1,18	2,19
P33 1.4301	1847	3417	1444	1,28	2,37
P43 1.4301	2332	4315	1598	1,46	2,70

Tabla A-2 Factores de comportamiento (PGA 0,50g)

PGA 0,5g					
Pórtico	Vy	Vu (max)	Vd (kN)	Vy/Vd	Vu/Vd
P11 S355	1066	3038	2416	0,44	1,26
P21 S355	914	2606	2199	0,42	1,19
P31 S355	1011	2881	2340	0,43	1,23
P41 S355	1146	3267	2524	0,45	1,29
P12 S355	1095	3121	2448	0,45	1,27
P22 S355	929	2647	2223	0,42	1,19
P32 S355	1038	2958	2368	0,44	1,25
P42 S355	1192	3397	2574	0,46	1,32
P13 S355	1108	3159	2472	0,45	1,28
P23 S355	931	2655	2237	0,42	1,19
P33 S355	1052	2997	2392	0,44	1,25
P43 S355	1264	3604	2627	0,48	1,37
P11 H	1778	3521	2148	0,83	1,64
P21 H	1481	2932	1937	0,76	1,51
P31 H	1681	3329	2075	0,81	1,60
P41 H	1969	3898	2295	0,86	1,70
P12 H	1825	3614	2177	0,84	1,66
P22 H	1624	3216	2048	0,79	1,57
P32 H	1726	3417	2108	0,82	1,62
P42 H	2069	4097	2339	0,88	1,75
P13 H	1836	3636	2191	0,84	1,66
P23 H	1505	2981	1966	0,77	1,52
P33 H	1735	3435	2114	0,82	1,62
P43 H	2150	4257	2363	0,91	1,80
P11 1.4301	1923	3558	2112	0,91	1,68
P21 1.4301	1585	2931	1901	0,83	1,54
P31 1.4301	1815	3358	2040	0,89	1,65
P41 1.4301	2149	3976	2263	0,95	1,76
P12 1.4301	1966	3637	2140	0,92	1,70
P22 1.4301	1603	2966	1922	0,83	1,54
P32 1.4301	1853	3427	2065	0,90	1,66
P42 1.4301	2250	4162	2293	0,98	1,82
P13 1.4301	1964	3634	2154	0,91	1,69
P23 1.4301	1607	2973	1930	0,83	1,54
P33 1.4301	1847	3417	2078	0,89	1,64
P43 1.4301	2332	4315	2331	1,00	1,85

Tabla A-3 Factores de comportamiento (PGA 0,85g)

PGA 0,85g					
Pórtico	Vy	Vu (max)	Vd (kN)	Vy/Vd	Vu/Vd
P11 S355	1066	3038	2868	0,37	1,06
P21 S355	914	2606	2485	0,37	1,05
P31 S355	1011	2881	2715	0,37	1,06
P41 S355	1146	3267	3056	0,38	1,07
P12 S355	1095	3121	2919	0,38	1,07
P22 S355	929	2647	2521	0,37	1,05
P32 S355	1038	2958	2762	0,38	1,07
P42 S355	1192	3397	3134	0,38	1,08
P13 S355	1108	3159	2969	0,37	1,06
P23 S355	931	2655	2550	0,37	1,04
P33 S355	1052	2997	2811	0,37	1,07
P43 S355	1264	3604	3245	0,39	1,11
P11 H	1778	3521	2817	0,63	1,25
P21 H	1481	2932	2497	0,59	1,17
P31 H	1681	3329	2696	0,62	1,23
P41 H	1969	3898	3007	0,65	1,30
P12 H	1825	3614	2862	0,64	1,26
P22 H	1624	3216	2705	0,60	1,19
P32 H	1726	3417	2751	0,63	1,24
P42 H	2069	4097	3091	0,67	1,33
P13 H	1836	3636	2897	0,63	1,26
P23 H	1505	2981	2549	0,59	1,17
P33 H	1735	3435	2772	0,63	1,24
P43 H	2150	4257	3153	0,68	1,35
P11 1.4301	1923	3558	2763	0,70	1,29
P21 1.4301	1585	2931	2454	0,65	1,19
P31 1.4301	1815	3358	2649	0,69	1,27
P41 1.4301	2149	3976	2931	0,73	1,36
P12 1.4301	1966	3637	2809	0,70	1,29
P22 1.4301	1603	2966	2487	0,64	1,19
P32 1.4301	1853	3427	2676	0,69	1,28
P42 1.4301	2250	4162	3023	0,74	1,38
P13 1.4301	1964	3634	2827	0,69	1,29
P23 1.4301	1607	2973	2507	0,64	1,19
P33 1.4301	1847	3417	2724	0,68	1,25
P43 1.4301	2332	4315	3074	0,76	1,40

Tabla A-4 Factores de comportamiento (PGA 1,70g)

PGA 1,7g					
Pórtico	Vy	Vu (max)	Vd (kN)	Vy/Vd	Vu/Vd
P11 S355	1066	3038	3035	0,35	1,00
P21 S355	914	2606	2599	0,35	1,00
P31 S355	1011	2881	2875	0,35	1,00
P41 S355	1146	3267	3243	0,35	1,01
P12 S355	1095	3121	3114	0,35	1,00
P22 S355	929	2647	2636	0,35	1,00
P32 S355	1038	2958	2947	0,35	1,00
P42 S355	1192	3397	3347	0,36	1,01
P13 S355	1108	3159	3158	0,35	1,00
P23 S355	931	2655	2613	0,36	1,02
P33 S355	1052	2997	2993	0,35	1,00
P43 S355	1264	3604	3523	0,36	1,02
P11 H	1778	3521	3358	0,53	1,05
P21 H	1481	2932	2903	0,51	1,01
P31 H	1681	3329	3183	0,53	1,05
P41 H	1969	3898	3606	0,55	1,08
P12 H	1825	3614	3432	0,53	1,05
P22 H	1624	3216	3201	0,51	1,00
P32 H	1726	3417	3270	0,53	1,05
P42 H	2069	4097	3737	0,55	1,10
P13 H	1836	3636	3499	0,52	1,04
P23 H	1505	2981	2974	0,51	1,00
P33 H	1735	3435	3319	0,52	1,04
P43 H	2150	4257	3864	0,56	1,10
P11 1.4301	1923	3558	3350	0,57	1,06
P21 1.4301	1585	2931	2895	0,55	1,01
P31 1.4301	1815	3358	3175	0,57	1,06
P41 1.4301	2149	3976	3599	0,60	1,10
P12 1.4301	1966	3637	3423	0,57	1,06
P22 1.4301	1603	2966	2942	0,54	1,01
P32 1.4301	1853	3427	3244	0,57	1,06
P42 1.4301	2250	4162	3707	0,61	1,12
P13 1.4301	1964	3634	3493	0,56	1,04
P23 1.4301	1607	2973	2962	0,54	1,00
P33 1.4301	1847	3417	3313	0,56	1,03
P43 1.4301	2332	4315	3848	0,61	1,12

Tabla A-5 Demanda de ductilidad, amortiguamiento equivalente y porcentaje de energía disipada (PGA 0,30g)

PGA 0,3g								
Pórtico	dy (m)	dt (m)	μ	ξ_{eq}	E_T	E_e	E_D	% E_D
P11 S355	0,085	0,134	1,56	11,63%	115,4	47,7	67,7	58,7%
P21 S355	0,085	0,144	1,69	12,50%	112,0	39,6	72,5	64,7%
P31 S355	0,085	0,137	1,61	11,97%	115,4	44,8	70,5	61,1%
P41 S355	0,082	0,126	1,54	11,48%	115,1	48,9	66,3	57,5%
P12 S355	0,086	0,133	1,53	11,40%	115,5	49,6	65,9	57,1%
P22 S355	0,085	0,143	1,68	12,41%	112,0	40,5	71,5	63,8%
P32 S355	0,086	0,136	1,58	11,75%	115,5	46,7	68,8	59,6%
P42 S355	0,083	0,125	1,50	11,09%	114,9	51,7	63,2	55,0%
P13 S355	0,087	0,132	1,52	11,26%	115,4	50,6	64,8	56,1%
P23 S355	0,085	0,143	1,67	12,39%	112,0	40,7	71,3	63,7%
P33 S355	0,087	0,136	1,56	11,61%	115,6	47,8	67,8	58,6%
P43 S355	0,088	0,124	1,41	10,38%	114,9	57,1	57,9	50,3%
P11 H	0,179	0,139	0,77	5,00%	113,8	179,0	0,0	0,0%
P21 H	0,170	0,150	0,88	5,00%	113,3	142,4	0,0	0,0%
P31 H	0,176	0,142	0,81	5,00%	113,7	162,8	0,0	0,0%
P41 H	0,180	0,131	0,73	5,00%	113,6	203,8	0,0	0,0%
P12 H	0,182	0,138	0,75	5,00%	113,7	188,7	0,0	0,0%
P22 H	0,174	0,145	0,83	5,00%	113,6	157,5	0,0	0,0%
P32 H	0,178	0,141	0,79	5,00%	113,7	169,9	0,0	0,0%
P42 H	0,187	0,129	0,69	5,00%	113,7	222,6	0,0	0,0%
P13 H	0,182	0,137	0,75	5,00%	113,9	189,5	0,0	0,0%
P23 H	0,170	0,141	0,83	5,00%	113,8	143,9	0,0	0,0%
P33 H	0,179	0,141	0,79	5,00%	113,8	172,3	0,0	0,0%
P43 H	0,195	0,129	0,66	5,00%	113,6	240,4	0,0	0,0%
P11 1.4301	0,210	0,140	0,66	5,00%	113,5	236,0	0,0	0,0%
P21 1.4301	0,192	0,151	0,79	5,00%	113,2	170,9	0,0	0,0%
P31 1.4301	0,206	0,143	0,70	5,00%	113,6	217,4	0,0	0,0%
P41 1.4301	0,212	0,132	0,62	5,00%	113,5	264,5	0,0	0,0%
P12 1.4301	0,212	0,139	0,65	5,00%	113,7	243,2	0,0	0,0%
P22 1.4301	0,191	0,150	0,79	5,00%	113,2	171,4	0,0	0,0%
P32 1.4301	0,208	0,142	0,68	5,00%	113,6	224,5	0,0	0,0%
P42 1.4301	0,220	0,131	0,59	5,00%	113,6	286,5	0,0	0,0%
P13 1.4301	0,209	0,138	0,66	5,00%	113,8	239,0	0,0	0,0%
P23 1.4301	0,190	0,150	0,79	5,00%	113,1	171,3	0,0	0,0%
P33 1.4301	0,205	0,142	0,69	5,00%	113,6	219,1	0,0	0,0%
P43 1.4301	0,227	0,130	0,57	5,00%	113,7	304,6	0,0	0,0%

Tabla A-6 Demanda de ductilidad, amortiguamiento equivalente y porcentaje de energía disipada (PGA 0,50g)

PGA 0,5g								
Pórtico	dy	dt (m)	μ	ξ_{eq}	E_T	E_e	E_D	% E_D
P11 S355	0,085	0,227	2,66	16,46%	306,2	47,7	258,5	84,4%
P21 S355	0,085	0,244	2,86	16,95%	303,5	39,6	264,0	87,0%
P31 S355	0,085	0,233	2,74	16,66%	304,9	44,8	260,1	85,3%
P41 S355	0,082	0,214	2,63	16,38%	306,1	48,9	257,2	84,0%
P12 S355	0,086	0,225	2,60	16,31%	306,6	49,6	257,1	83,8%
P22 S355	0,085	0,242	2,84	16,90%	303,9	40,5	263,4	86,7%
P32 S355	0,086	0,231	2,68	16,52%	305,3	46,7	258,6	84,7%
P42 S355	0,083	0,212	2,54	16,15%	306,8	51,7	255,1	83,2%
P13 S355	0,087	0,224	2,57	16,23%	307,1	50,6	256,5	83,5%
P23 S355	0,085	0,242	2,83	16,88%	304,3	40,7	263,6	86,6%
P33 S355	0,087	0,230	2,65	16,44%	306,0	47,8	258,2	84,4%
P43 S355	0,088	0,211	2,40	15,71%	307,8	57,1	250,7	81,5%
P11 H	0,179	0,243	1,35	9,81%	303,9	179,0	124,9	41,1%
P21 H	0,170	0,264	1,55	11,49%	304,3	142,4	161,9	53,2%
P31 H	0,176	0,249	1,42	10,42%	303,9	162,8	141,2	46,4%
P41 H	0,180	0,229	1,27	8,87%	302,7	203,8	98,9	32,7%
P12 H	0,182	0,241	1,32	9,44%	304,0	188,7	115,3	37,9%
P22 H	0,174	0,253	1,45	10,72%	305,3	157,5	147,7	48,4%
P32 H	0,178	0,246	1,39	10,13%	304,0	169,9	134,1	44,1%
P42 H	0,187	0,226	1,21	8,13%	303,6	222,6	81,0	26,7%
P13 H	0,182	0,240	1,32	9,41%	304,4	189,5	114,8	37,7%
P23 H	0,170	0,261	1,53	11,40%	304,5	143,9	160,6	52,7%
P33 H	0,179	0,246	1,38	10,04%	304,4	172,3	132,1	43,4%
P43 H	0,195	0,225	1,15	7,43%	304,2	240,4	63,8	21,0%
P11 1.4301	0,210	0,244	1,16	7,58%	302,8	236,0	66,8	22,1%
P21 1.4301	0,192	0,266	1,38	10,10%	303,0	170,9	132,1	43,6%
P31 1.4301	0,206	0,251	1,22	8,29%	303,1	217,4	85,6	28,2%
P41 1.4301	0,212	0,230	1,09	6,44%	301,8	264,5	37,3	12,4%
P12 1.4301	0,212	0,242	1,14	7,32%	303,2	243,2	60,0	19,8%
P22 1.4301	0,191	0,263	1,38	10,07%	303,1	171,4	131,7	43,5%
P32 1.4301	0,208	0,249	1,20	8,03%	303,2	224,5	78,7	26,0%
P42 1.4301	0,220	0,227	1,03	5,60%	303,4	286,5	16,9	5,6%
P13 1.4301	0,209	0,242	1,16	7,49%	303,5	239,0	64,5	21,2%
P23 1.4301	0,190	0,263	1,38	10,07%	303,4	171,3	132,1	43,5%
P33 1.4301	0,205	0,248	1,21	8,24%	303,5	219,1	84,3	27,8%
P43 1.4301	0,227	0,226	1,00	5,00%	303,6	304,6	0,0	0,0%

Tabla A-7 Demanda de ductilidad, amortiguamiento equivalente y porcentaje de energía disipada (PGA 0,85g)

PGA 0,85g								
Pórtico	dy	dt (m)	μ	ξ_{eq}	E_T	E_e	E_D	% E_D
P11 S355	0,085	0,403	4,72	19,48%	782,3	47,7	734,6	93,90%
P21 S355	0,085	0,432	5,06	19,74%	750,7	39,6	711,1	94,73%
P31 S355	0,085	0,412	4,85	19,58%	768,8	44,8	723,9	94,17%
P41 S355	0,082	0,383	4,69	19,45%	787,0	48,9	738,1	93,79%
P12 S355	0,086	0,399	4,62	19,39%	785,5	49,6	735,9	93,69%
P22 S355	0,085	0,428	5,02	19,71%	753,5	40,5	713,0	94,63%
P32 S355	0,086	0,409	4,76	19,51%	772,7	46,7	726,0	93,96%
P42 S355	0,083	0,378	4,53	19,31%	792,3	51,7	740,6	93,48%
P13 S355	0,087	0,398	4,57	19,34%	791,0	50,6	740,4	93,60%
P23 S355	0,085	0,428	5,01	19,70%	758,4	40,7	717,7	94,63%
P33 S355	0,087	0,408	4,70	19,46%	779,6	47,8	731,7	93,86%
P43 S355	0,088	0,376	4,27	19,06%	803,0	57,1	745,9	92,89%
P11 H	0,179	0,445	2,49	15,98%	818,1	179,0	639,2	78,13%
P21 H	0,170	0,485	2,84	16,90%	802,9	142,4	660,6	82,27%
P31 H	0,176	0,457	2,60	16,31%	811,0	162,8	648,2	79,93%
P41 H	0,180	0,419	2,33	15,47%	819,1	203,8	615,3	75,12%
P12 H	0,182	0,441	2,42	15,77%	820,2	188,7	631,6	77,00%
P22 H	0,174	0,465	2,67	16,48%	819,0	157,5	661,5	80,77%
P32 H	0,178	0,452	2,55	16,15%	814,7	169,9	644,8	79,15%
P42 H	0,187	0,413	2,21	15,05%	823,7	222,6	601,1	72,97%
P13 H	0,182	0,440	2,41	15,75%	823,5	189,5	633,9	76,98%
P23 H	0,170	0,479	2,82	16,85%	806,8	143,9	662,8	82,16%
P33 H	0,179	0,452	2,53	16,10%	817,4	172,3	645,1	78,92%
P43 H	0,195	0,411	2,11	14,66%	829,4	240,4	589,0	71,02%
P11 1.4301	0,210	0,450	2,14	14,80%	815,3	236,0	579,3	71,06%
P21 1.4301	0,192	0,491	2,56	16,19%	801,5	170,9	630,6	78,68%
P31 1.4301	0,206	0,463	2,25	15,19%	809,0	217,4	591,5	73,12%
P41 1.4301	0,212	0,423	1,99	14,15%	817,7	264,5	553,2	67,65%
P12 1.4301	0,212	0,446	2,11	14,65%	817,9	243,2	574,8	70,27%
P22 1.4301	0,191	0,486	2,55	16,16%	803,4	171,4	632,0	78,67%
P32 1.4301	0,208	0,458	2,20	15,02%	811,8	224,5	587,3	72,34%
P42 1.4301	0,220	0,418	1,90	13,69%	818,1	286,5	531,6	64,98%
P13 1.4301	0,209	0,444	2,12	14,72%	822,4	239,0	583,4	70,94%
P23 1.4301	0,190	0,486	2,55	16,16%	805,9	171,3	634,6	78,74%
P33 1.4301	0,205	0,457	2,24	15,15%	815,1	219,1	596,0	73,12%
P43 1.4301	0,227	0,415	1,83	13,32%	829,1	304,6	524,6	63,27%

Tabla A-8 Demanda de ductilidad, amortiguamiento equivalente y porcentaje de energía disipada (PGA 1,70g)

PGA 1,7g								
Pórtico	dy	dt (m)	μ	ξ_{eq}	E_T	E_e	E_D	% E_D
P11 S355	0,085	0,849	9,95	21,52%	2112,5	47,7	2064,8	97,74%
P21 S355	0,085	0,901	10,58	21,63%	1958,7	39,6	1919,2	97,98%
P31 S355	0,085	0,874	10,29	21,58%	2070,3	44,8	2025,4	97,83%
P41 S355	0,082	0,810	9,93	21,52%	2144,5	48,9	2095,6	97,72%
P12 S355	0,086	0,848	9,82	21,50%	2152,3	49,6	2102,7	97,70%
P22 S355	0,085	0,892	10,45	21,61%	1963,7	40,5	1923,2	97,94%
P32 S355	0,086	0,873	10,16	21,56%	2109,0	46,7	2062,3	97,79%
P42 S355	0,083	0,805	9,65	21,46%	2186,9	51,7	2135,2	97,64%
P13 S355	0,087	0,837	9,61	21,46%	2154,9	50,6	2104,3	97,65%
P23 S355	0,085	0,862	10,09	21,55%	1897,0	40,7	1856,3	97,85%
P33 S355	0,087	0,862	9,93	21,52%	2113,3	47,8	2065,5	97,74%
P43 S355	0,088	0,808	9,18	21,37%	2279,3	57,1	2222,2	97,50%
P11 H	0,179	1,003	5,59	20,08%	2573,2	179,0	2394,2	93,05%
P21 H	0,170	1,087	6,38	20,49%	2458,0	142,4	2315,7	94,21%
P31 H	0,176	1,030	5,87	20,23%	2526,7	162,8	2364,0	93,56%
P41 H	0,180	0,946	5,25	19,87%	2598,1	203,8	2394,3	92,16%
P12 H	0,182	0,995	5,45	20,00%	2598,4	188,7	2409,7	92,74%
P22 H	0,174	1,040	5,96	20,29%	2553,1	157,5	2395,6	93,83%
P32 H	0,178	1,020	5,74	20,17%	2557,5	169,9	2387,6	93,36%
P42 H	0,187	0,934	4,99	19,68%	2638,2	222,6	2415,6	91,56%
P13 H	0,182	0,992	5,44	19,99%	2629,2	189,5	2439,6	92,79%
P23 H	0,170	1,072	6,30	20,45%	2476,7	143,9	2332,8	94,19%
P33 H	0,179	1,022	5,72	20,15%	2586,8	172,3	2414,5	93,34%
P43 H	0,195	0,931	4,77	19,52%	2692,5	240,4	2452,1	91,07%
P11 1.4301	0,210	1,025	4,88	19,60%	2609,0	236,0	2373,0	90,96%
P21 1.4301	0,192	1,110	5,79	20,19%	2490,0	170,9	2319,1	93,14%
P31 1.4301	0,206	1,051	5,10	19,77%	2559,3	217,4	2341,9	91,50%
P41 1.4301	0,212	0,967	4,56	19,34%	2633,7	264,5	2369,1	89,96%
P12 1.4301	0,212	1,016	4,80	19,54%	2632,5	243,2	2389,4	90,76%
P22 1.4301	0,191	1,100	5,77	20,18%	2502,8	171,4	2331,5	93,15%
P32 1.4301	0,208	1,045	5,03	19,71%	2587,6	224,5	2363,1	91,32%
P42 1.4301	0,220	0,954	4,34	19,13%	2662,2	286,5	2375,7	89,24%
P13 1.4301	0,209	1,015	4,86	19,59%	2666,3	239,0	2427,3	91,04%
P23 1.4301	0,190	1,092	5,74	20,17%	2503,0	171,3	2331,7	93,16%
P33 1.4301	0,205	1,042	5,09	19,76%	2617,5	219,1	2398,4	91,63%
P43 1.4301	0,227	0,948	4,18	18,97%	2722,1	304,6	2417,6	88,81%

Tabla A-9 Valores medios y coeficientes de variación de los factores de comportamiento (PGA 0,30g)

PGA 0,3g										
	Vy/Vd		Vu/Vd		μ		ξ_{eq}		% ED	
	media	cv	media	cv	media	cv	media	cv	media	cv
S355	0,65	0,06	1,84	0,06	1,57	0,05	11,66%	0,05	58,9%	0,07
1.4301	1,20	0,07	2,37	0,07	0,77	0,08	5,00%	0,00	0,0%	0,00
Híbrido	1,30	0,07	2,41	0,07	0,68	0,11	5,00%	0,00	0,0%	0,00

Tabla A-10 Valores medios y coeficientes de variación de los factores de comportamiento (PGA 0,50g)

PGA 0,5g										
	Vy/Vd		Vu/Vd		μ		ξ_{eq}		% ED	
	media	cv	media	cv	media	cv	media	cv	media	cv
S355	0,44	0,04	1,26	0,04	2,67	0,05	16,47%	0,02	84,6%	0,02
1.4301	0,83	0,05	1,64	0,05	1,36	0,09	9,77%	0,12	40,4%	0,24
Híbrido	0,90	0,06	1,67	0,06	1,20	0,11	7,85%	0,21	24,5%	0,59

Tabla A-11 Valores medios y coeficientes de variación de los factores de comportamiento (PGA 0,85g)

PGA 0,85g										
	Vy/Vd		Vu/Vd		μ		ξ_{eq}		% ED	
	media	cv	media	cv	media	cv	media	cv	media	cv
S355	0,37	0,02	1,07	0,02	4,73	0,05	19,48%	0,01	93,9%	0,01
1.4301	0,63	0,04	1,25	0,04	2,50	0,09	15,96%	0,04	77,9%	0,04
Híbrido	0,69	0,06	1,28	0,06	2,20	0,11	14,93%	0,06	71,9%	0,07

Tabla A-12 Valores medios y coeficientes de variación de los factores de comportamiento (PGA 1,70g)

PGA 1,7g										
	Vy/Vd		Vu/Vd		μ		ξ_{eq}		% ED	
	media	cv	media	cv	media	cv	media	cv	media	cv
S355	0,35	0,01	1,01	0,01	9,97	0,04	21,52%	0,00	97,8%	0,00
1.4301	0,53	0,03	1,05	0,03	5,62	0,09	20,08%	0,01	93,0%	0,01
Híbrido	0,57	0,04	1,06	0,04	5,01	0,11	19,66%	0,02	91,2%	0,02

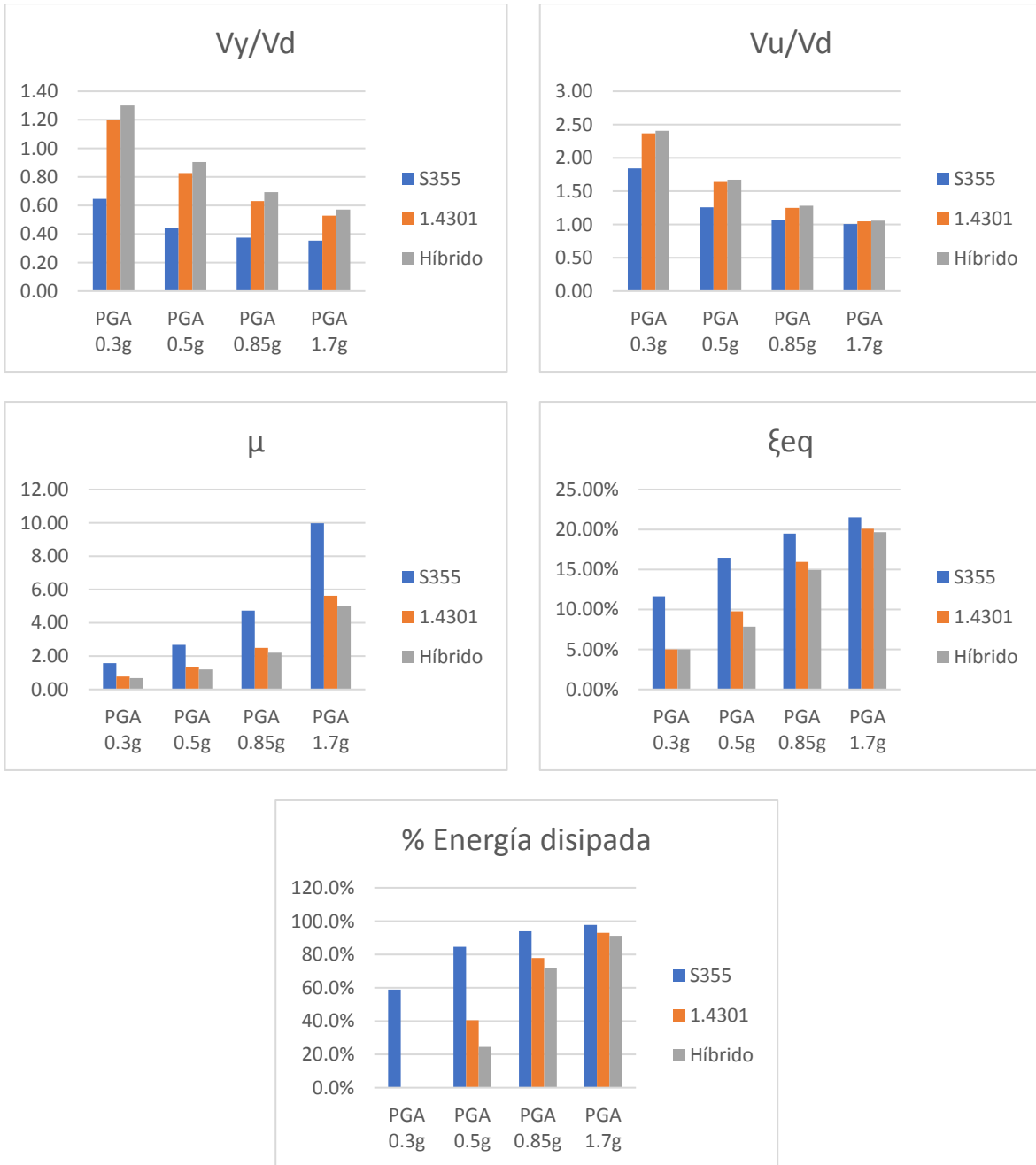


Figura A-1 Comparación de factores de comportamiento