



**Escola de Camins**  
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports  
UPC BARCELONATECH

# Análisis del efecto de la no linealidad del material en la estabilidad de pórticos de acero inoxidable

Treball realitzat per:

**Edgar Delgadillo Portales**

Dirigit per:

**Esther Real Saladrigas**

**Isabel González de León**

Màster en:

**Enginyeria Estructural i de la Construcció**

Barcelona, **Febrero 2020**

Departament d'Enginyeria Civil y Ambienta

**TREBALL FINAL DE MÀSTER**



## **AGRADECIMIENTOS**

Quisiera externar mi agradecimiento a mis tutoras de este Trabajo Final de Máster, Esther e Isabel. Gracias por darme la oportunidad de adentrarme en el mundo del acero inoxidable que para mí era totalmente desconocido. Gracias por su valioso tiempo y sobre todo por compartirme su conocimiento. Gracias por su paciencia y por todas las correcciones que hicieron durante la realización de este Trabajo Final de Máster. ¡Muchas gracias!

Todo esto no hubiera sido posible sin el apoyo de mis padres, mis viejitos, mi “Zurdo” y mi “Tonche”, siempre estaré extremadamente agradecido con ustedes por haberme brindado la oportunidad de venir a otro país totalmente desconocido a realizar mis estudios de maestría. Gracias por escucharme en los momentos difíciles, gracias por sus buenos consejos, gracias por tener fé y confianza en mí para hacer esta Maestría. ¡Gracias por todo su amor y apoyo que siempre me han dado!

A mis hermanos, Omar y Karina, ¡Muchas gracias!. Gracias por siempre estar pendiente de mí, por preocuparse y siempre tener buenos consejos que darme, por el ánimo durante el inicio de mi maestría y sobre todo por ese apoyo que sé que siempre tendré de ustedes.



## **RESUMEN**

El uso del acero inoxidable como material estructural se ha multiplicado en los últimos años gracias a su combinación de propiedades mecánicas, estéticas y de durabilidad. Estas características son muy diferentes a las del acero al carbono debido a que éste presenta un comportamiento tenso-deformacional bilineal, y el acero inoxidable no lineal. Esta diferencia está parcialmente recogida en las actuales guías de diseño para el diseño estructural en acero inoxidable, basadas en las existentes en acero al carbono. Así, la versión vigente de la norma europea para el diseño estructural de acero inoxidable EN1993-1-4, basada en la de acero al carbono EN1993-1-1, incorpora reglas específicas para el diseño de elementos estructurales en acero inoxidable, pero no así para el diseño global de la estructura, donde solo se recomienda el uso del análisis elástico con material lineal.

Ante la necesidad de profundizar en el conocimiento del comportamiento global de estructuras de acero inoxidable, el pasado año se llevó a cabo una compleja campaña experimental sobre pórticos de acero inoxidable sometidos a cargas estáticas en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras y Materiales de la Escuela de Caminos de la Universitat Politècnica de Catalunya.

El presente documento tiene como objetivos principales investigar la influencia de la no linealidad del acero inoxidable en los pórticos ensayados en la resistencia a la inestabilidad y validar un método de análisis en primer orden que contemple la no linealidad del material en pórticos austeníticos de sección rectangular. Para ello se han analizado los resultados experimentales obtenidos en dicha campaña, se han realizado y validado modelos numéricos de distintos tipos de elementos finitos mediante el software Abaqus y se ha llevado a cabo un estudio paramétrico con rango amplio de pórticos.

El resultado esta investigación confirma que la influencia de la no linealidad del acero inoxidable austenítico aumenta los efectos de segundo orden en el análisis global de pórticos con secciones rectangulares, y que la aplicación directa del método de análisis de primer orden con fuerzas horizontales mayoradas para considerar los efectos de segundo orden señalado en EN1993-1-1 en pórticos de acero inoxidable puede desembocar en diseños inseguros. Se propone una modificación al factor crítico de inestabilidad para tener en cuenta el efecto de la no linealidad del material.

## **ABSTRACT**

The use of stainless steel as a structural material has increased in recent years due to its combination of mechanical, aesthetic and durability properties. These characteristics are very different from those of carbon steel because carbon steel has a bilinear tensile-deformation behavior, and stainless steel has a nonlinear behavior. This difference is partially written in the current design codes for the structural design of stainless steel, based on those existing in carbon steel. Thus, the current version of the European Standard for the Structural Design of Stainless Steel EN1993-1-4, incorporates specific rules for the design of stainless steel structural elements, but not for the global design of the structure, where only the use of elastic analysis with linear material is recommended.

The need to improve the knowledge of the global behavior of stainless steel structures, a complex experimental campaign on stainless steel frames under static loads was carried out last year at the Laboratorio de Tecnología de Estructuras y Materiales de la Escuela de Caminos de la Universitat Politècnica de Catalunya.

The main objective of this document is to investigate the influence of the non-linearity of stainless steel on instability resistance. For this, the experimental results obtained in this campaign have been analyzed, numerical models of different types of finite elements have been made and validated using the Abaqus software and a parametric study with a wide range of frames was carried out.

The result of this investigation confirms that the influence of the non-linearity of austenitic stainless steel increases the effects of second order in the global analysis of frames with rectangular hollow sections, and that the application of the method of analysis of first order horizontal forces strengthened to consider the second-order effects noted in EN1993-1-1 in stainless steel frames can lead to unsafe designs. A modification to the critical instability factor is proposed to take into account the effect of the non-linearity of the material.

<b>1</b>	<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>9</b>
<b>1.1</b>	<b>Objetivos.....</b>	<b>10</b>
1.1.1	Objetivos generales.....	10
1.1.2	Objetivos específicos.....	10
<b>1.2</b>	<b>Contenido del trabajo.....</b>	<b>10</b>
<b>2</b>	<b>ESTADO DEL ARTE .....</b>	<b>12</b>
<b>2.1</b>	<b>Acero Inoxidable .....</b>	<b>12</b>
2.1.1	Clasificación de aceros inoxidables.....	12
2.1.2	Propiedades y comportamiento tenso-deformacional.....	14
2.1.3	Nomenclatura y composición química.....	16
2.1.4	Resistencia de cálculo.....	17
2.1.5	Modelo del material.....	18
2.1.6	Costes y aplicabilidad estructural.....	21
<b>2.2</b>	<b>Análisis estructural de pórticos.....</b>	<b>22</b>
2.2.1	Métodos de análisis global.....	22
2.2.2	Consideración de la no linealidad del material.....	23
2.2.3	Influencia de la no linealidad geométrica.....	24
2.2.4	Normativas.....	25
2.2.4.1	<i>Estabilidad estructural de los pórticos .....</i>	<i>26</i>
2.2.4.2	<i>Imperfecciones.....</i>	<i>27</i>
2.2.4.2.1	<i>Imperfecciones globales equivalentes.....</i>	<i>27</i>
2.2.4.2.2	<i>Imperfecciones locales de los elementos.....</i>	<i>28</i>
2.2.4.2.3	<i>Imperfecciones geométricas afines a las formas de pandeo.....</i>	<i>29</i>
2.2.4.3	<i>Consideración de la no linealidad geométrica.....</i>	<i>30</i>
<b>2.3</b>	<b>Continuous Strength Method.....</b>	<b>32</b>
2.3.1	Comportamiento del material.....	32
2.3.2	Deformación seccional.....	33
2.3.3	Esbeltez seccional.....	33
<b>2.4</b>	<b>Estudios recientes .....</b>	<b>37</b>
<b>3</b>	<b>CAMPAÑA EXPERIMENTAL.....</b>	<b>39</b>
<b>3.1</b>	<b>Características de los pórticos.....</b>	<b>39</b>
<b>3.2</b>	<b>Esquema de cargas .....</b>	<b>40</b>
<b>3.3</b>	<b>Configuración general de los pórticos.....</b>	<b>41</b>
3.3.1	Secciones de carga vertical.....	41
3.3.2	Carga horizontal.....	42
3.3.3	Condiciones de contorno.....	43

<b>4</b>	<b>MODELO NUMÉRICO .....</b>	<b>44</b>
<b>4.1</b>	<b>Análisis numérico .....</b>	<b>44</b>
4.1.1	Caracterización de modelo.....	45
4.1.2	Modelo material .....	45
4.1.3	Geometría, condiciones de contorno y cargas .....	46
4.1.4	Análisis realizados.....	48
4.1.5	Validación del modelo numérico.....	49
<b>5</b>	<b>ESTUDIO PARAMÉTRICO .....</b>	<b>51</b>
<b>6</b>	<b>RESULTADOS .....</b>	<b>54</b>
<b>6.1</b>	<b>Obtención de resultados .....</b>	<b>54</b>
6.1.1	Resultados inestabilidad.....	54
6.1.2	Resultados de los límites de deformaciones CSM.....	55
6.1.3	Resultados de análisis no lineal plástico con imperfecciones .....	57
6.1.4	Resultados de análisis lineal elástico y plástico. ....	61
6.1.5	Resultados de factores de amplificación de esfuerzos .....	63
<b>6.2</b>	<b>Discusión de los resultados.....</b>	<b>67</b>
<b>7</b>	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>73</b>
<b>7.1</b>	<b>Futuros estudios .....</b>	<b>74</b>
<b>8</b>	<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>75</b>



## **1 INTRODUCCIÓN**

El presente estudio tiene como referencia al material acero inoxidable y su aplicación en el ámbito estructural. Al ser un material relativamente nuevo en el uso estructural es necesario profundizar en el comportamiento global de estas estructuras.

Un buen diseño tiene como objetivo primordial garantizar la seguridad de los usuarios de dicha estructura, así como tratar de optimizar el costo de ésta. Al diseñar y analizar una estructura es de suma importancia considerar el comportamiento adecuado del material frente a las acciones solicitadas para que los resultados sean lo más cercanos a la realidad. Una de las principales características del acero inoxidable es su comportamiento no lineal, por lo que es necesario contemplar este efecto para lograr diseños óptimos.

Actualmente, la normativa europea para el análisis y diseño de estructuras de acero inoxidable EN 1993-1-4 (2015) no considera el efecto de la no linealidad del material para el análisis global de pórticos. No obstante, existen estudios numéricos recientes (Walport et al. 2018) que determinan que ignorar el efecto de la no linealidad del material puede provocar diseños poco óptimos e incluso inseguros, y proponen métodos de análisis en primer orden que tienen en cuenta los efectos de esa no linealidad para pórticos de sección en doble t (tipo I).

Ante la falta de estudios experimentales y, en general, escasos estudios analíticos, que versan sobre del efecto de la no linealidad del material en la estabilidad de pórticos, el departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universitat Politècnica de Catalunya llevó a cabo un amplio programa experimental que consistió en el ensayo de cuatro pórticos de acero inoxidable de sección transversal rectangular sometidos a cargas estáticas, como parte del proyecto nacional BIA2016-75678-R, AEI/FEDER, UE “Comportamiento estructural de pórticos de acero inoxidable. Seguridad frente a acciones accidentales de sismo y fuego”.

Basándose en los resultados experimentales obtenidos en el laboratorio, el presente estudio, pretende ampliar y contribuir al conocimiento de los pórticos de acero inoxidable para hacer uso adecuado del material y obtener mayor rendimiento del mismo.

## **1.1 Objetivos**

### 1.1.1 Objetivos generales

1. Comprender y razonar el comportamiento de los pórticos de acero inoxidable austenítico sometidos a cargas puntuales, tanto verticales como horizontales.
2. Evaluar la aplicabilidad de los criterios de diseño simplificados que consideran los efectos de segundo orden establecidos en EN1993-1-1 (2015) para pórticos de acero al carbono, en pórticos de acero inoxidable austenítico de secciones tubulares rectangulares
3. Comprobar la validez del método de análisis en primer orden con material no lineal propuesto recientemente para pórticos en secciones tipo I (Walport et al. 2018) en pórticos con secciones tubulares rectangulares.

### 1.1.2 Objetivos específicos

1. Evaluar los efectos de segundo orden y el criterio de la traslacionalidad, así como la influencia de la no linealidad del material.
2. Realizar un modelo de elementos finitos en el software Abaqus que permita simular el comportamiento de los pórticos ensayados en la campaña experimental.
3. Desarrollar un estudio paramétrico que permita tener un rango amplio y diverso de resultados para la interpretación de estos.
4. Analizar los resultados y proponer un coeficiente de mayoración de acciones desestabilizadoras para analizar en primer orden pórticos de acero inoxidable austenítico con sección tubular rectangular

## **1.2 Contenido del trabajo**

Este Trabajo de Fin de Máster se estructura en ocho capítulos, el primero de los cuales es la presente introducción.

A modo de contextualización, en el capítulo 2 se presenta un breve resumen del estado del conocimiento, tanto a nivel de la caracterización del acero inoxidable como material estructural como de los diferentes análisis estructurales recogidos en normativas e investigaciones recientes.

En el capítulo 3 se detallan las características de la campaña experimental del proyecto BIA2016-75678-R, AEI/FEDER, UE “Comportamiento estructural de pórticos de acero

inoxidable. Seguridad frente a acciones accidentales de sismo y fuego” llevada a cabo en la UPC y se presentan aquellos resultados experimentales relevantes para esta investigación.

En el capítulo 4 se explican los modelos numéricos realizados mediante el software Abaqus, así como su validación, que han servido de base para el posterior estudio paramétrico.

En el capítulo 5 se enumeran las características de los pórticos parametrizados. Los resultados de los respectivos análisis numéricos se comparan en el capítulo 6.

Las conclusiones de este Trabajo y las propuestas de líneas de investigación futuras se presentan en el capítulo 7.

Finalmente, en el capítulo 8 se listan las referencias bibliográficas utilizadas.

## **2 ESTADO DEL ARTE**

### **2.1 Acero Inoxidable**

Inventado por Harry Brearley (1871-1948), el acero inoxidable es un material que debido a su alta resistencia a la corrosión y altas temperaturas es utilizado en distintos mercados como el de transporte, construcción, e industria entre otros. En la Figura 1 se ilustran algunas de las aplicaciones del acero en estudio.

El acero inoxidable es una aleación de diversos elementos, siendo el carbono, cromo y hierro los principales. La diferencia con el acero al carbono es el contenido mínimo de cromo del 10.5% en peso y un porcentaje menor de 1.2% de carbono. El acero inoxidable al entrar en contacto con el aire u otro ambiente oxidante, genera la formación de una capa ( $5 \times 10^{-6}$  mm) transparente y adherente de óxido rico en cromo, llamada capa pasivante. El fenómeno de oxidación logra evitarse con esta capa ya que tiene la propiedad de regenerarse de manera automática, siempre y cuando se tenga la presencia de oxígeno.

Las propiedades mecánicas, resistencia a la corrosión, así como la estabilidad de la capa pasiva dependen del tratamiento superficial, la corrosividad de su entorno y especialmente en el número y cantidad de elementos en la aleación (carbono, cromo, hierro, molibdeno, níquel y nitrógeno los más utilizados).



*Figura 1 Distintas aplicaciones generales del acero inoxidable*

#### **2.1.1 Clasificación de aceros inoxidables**

Los aceros inoxidables utilizados en el mercado de la construcción se clasifican en cinco familias básicas, atendiendo a la proporción de cromo y níquel y a la adición de otros elementos que mejoren sus propiedades. Así, según dichos criterios, los aceros inoxidables pueden ser

austenítico, ferrítico, dúplex, martensíticos y endurecidos por precipitación. De todos ellos, **los aceros inoxidables austenítico y dúplex** también son considerados para el ámbito estructural.

#### Acero inoxidable austenítico

Es una aleación de acero con contenidos de cromo y níquel que van del 17 al 18% y 8 al 11% respectivamente. El acero inoxidable austenítico es un material que posee una elevada ductilidad, son maleables y fácilmente soldables. La resistencia a la corrosión se puede mejorar con la adición de molibdeno, nitrógeno y a aumentando el porcentaje de cromo. Respecto a la resistencia del material puede incrementarse con el conformado en frío. Suelen ser utilizados en la edificación y construcción.

#### Acero inoxidable ferríticos

Con un contenido prácticamente nulo de níquel y un porcentaje de contenido de cromo que varía entre el 10.5 y el 18% hacen al acero inoxidable ferrítico menos dúctil y menos soldable que los austeníticos. Las propiedades anticorrosivas se pueden aumentar con la adición de molibdeno. En cuanto al conformado y maleabilidad, es semejante a un acero al carbono con un límite elástico de 355Mpa. Al igual que los aceros inoxidables austeníticos, la resistencia puede aumentar con el trabajado en frío, pero en menor medida. Con estas características mencionadas, lo hacen un material apto para aplicaciones de chapa ligera galvanizada por lo general con espesores iguales o menores a 4mm.

#### Acero inoxidable dúplex (austeníticos-ferrítico)

Es un acero con una mezcla de microestructura austenítica-ferrítica, normalmente contienen los siguientes porcentajes: 20 a 26% de cromo, 1 a 8% de níquel, 0.05% a 5% de molibdeno y de 0.05% a 0.3% de nitrógeno. El acero inoxidable dúplex, es más resistente que los austeníticos, esto permite emplear el material en construcción de estructuras donde el peso sea relevante. En cuanto a la corrosión, tiene mayor resistencia que los aceros austeníticos, pero es menos maleable. Se emplean mayormente en industrias papeleras, químicas, petroleras y de construcción.

#### Acero inoxidable martensíticos

Aleación que contiene 0.1% de carbono y 10.5 al 17% de cromo. A diferencia de los tres tipos antes descritos, el acero inoxidable martensíticos puede aumentar su resistencia por tratamientos térmicos debido a su alto contenido en carbono. Los utensilios de cocina,

instrumentos quirúrgicos y herramientas de corte son algunos de los principales usos de este material por su alta resistencia al desgaste y abrasión.

#### Acero inoxidable endurecidos por precipitación

Aleación que suele ser utilizada en el sector aeroespacial y elementos como lo son tornillos, barras traccionadas entre otros. Presentan un contenido de 8% de níquel y 18% de cromo, por lo que lo hace muy similar en resistencia a la corrosión con el acero inoxidable austenítico. Suele utilizarse en situaciones donde se necesitan una alta resistencia del material y una resistencia a la corrosión moderado.

#### 2.1.2 Propiedades y comportamiento tenso-deformacional

Las propiedades estructurales varían en función de la aleación de elementos que presente, pero en general el acero inoxidable es un material ideal para situaciones en donde sea necesario resistir la corrosión, ambientes agresivos, altas temperaturas, impactos etc. Otras propiedades a destacar son su valor estético y valor residual.

Respecto a las propiedades mecánicas, el acero inoxidable presenta un mayor endurecimiento por deformación y una mayor ductilidad que el acero al carbono. Esta alta ductilidad le confiere un mejor comportamiento frente a sismo. Además, las características químicas del acero inoxidable hacen que su comportamiento frente al fuego sea mejor.

Las diferencias entre las propiedades mecánicas del acero inoxidable y el acero al carbono residen en su comportamiento tenso-deformacional. Como se observa en la Figura 2, el comportamiento tenso-deformacional del acero inoxidable presenta una curva no lineal desde cargas muy pequeñas y una notable zona de endurecimiento por deformación. Por su parte, el acero al carbono tiene una la curva tensión-deformación claramente bilineal, con un comportamiento elástico lineal hasta el límite elástico y después plano hasta el endurecimiento por deformación.

Debido al comportamiento no lineal que tienen los aceros inoxidables desde el inicio, el límite elástico se obtiene determinando la tensión para un valor de deformación remanente del 0.2% (Figura 3).

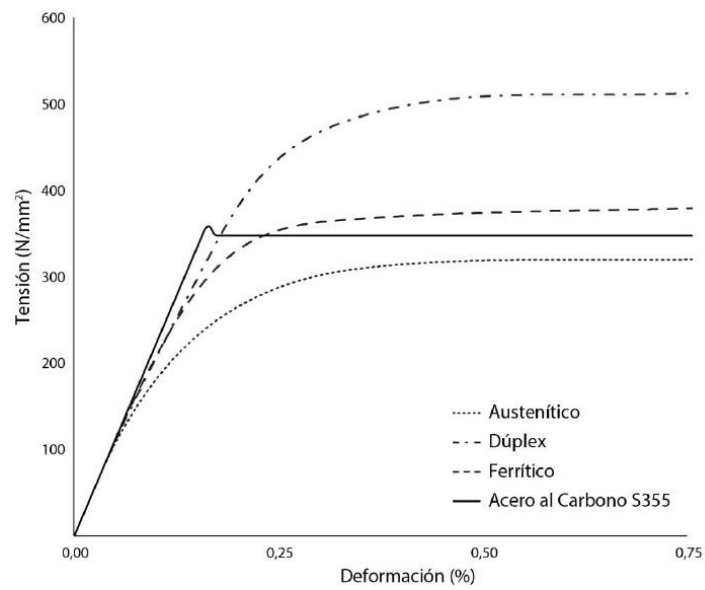


Figura 2 Curva tensión-deformación para aceros inoxidables y al carbono, deformación máxima de 0.75% (Manual de Diseño para Acero Inoxidable Estructural 2017)

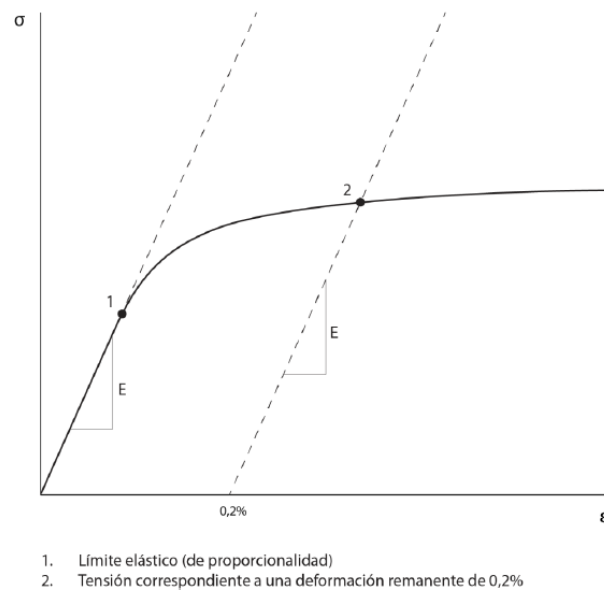


Figura 3 Definición de la tensión a una deformación remanente del 0.2% (Manual de Diseño para Acero Inoxidable Estructural 2017)

En la Figura 4 se muestran las curvas para una deformación máxima del 60%. Aquí se observa la resistencia última de los tipos de acero y el importante endurecimiento por deformación del acero inoxidable.

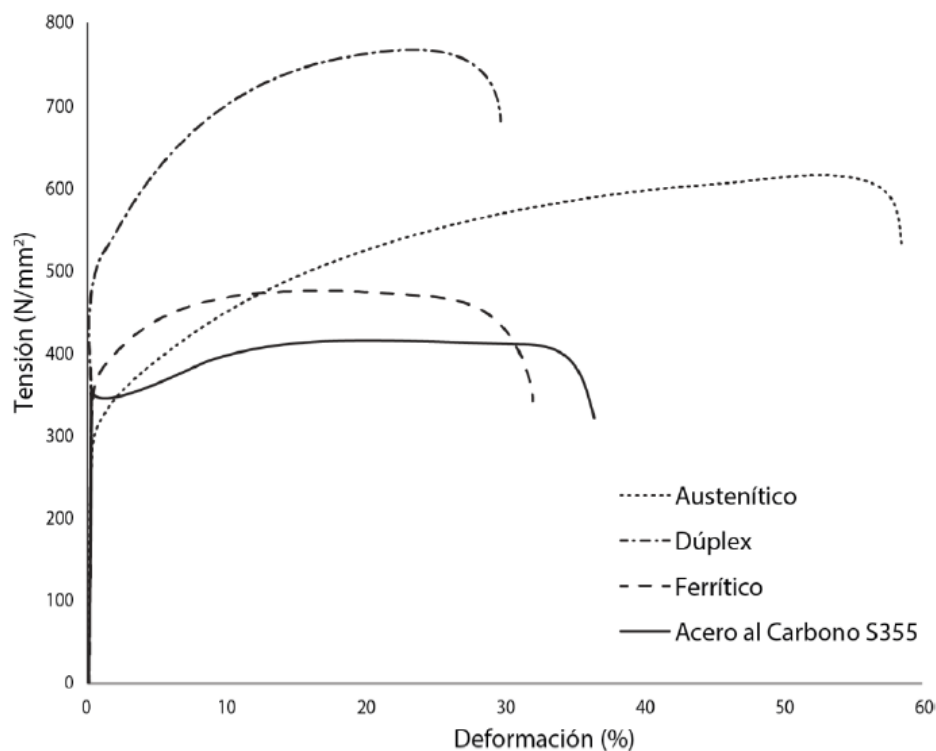


Figura 4 Curva tensión-deformación para aceros inoxidables y al carbono, deformación máxima de 0.75% (Manual de diseño para acero inoxidable estructural 2017)

EN 1993-1-4 (2015) y EN 10088-1 establecen un módulo elástico de 200,000 MPa para los aceros inoxidables austeníticos y dúplex que se emplean habitualmente en usos estructurales y para los ferríticos, un módulo de elasticidad de 220,000 MPa. Sin embargo, a raíz de resultados experimentales el Manual de Diseño para Acero Inoxidable Estructural (2017) también recomienda usar un valor de 200,000 MPa para el acero ferrítico.

### 2.1.3 Nomenclatura y composición química

La nomenclatura que representa los tipos de acero inoxidable especificada en EN-10088 es la siguiente:

<b>1.</b>	<b>XX</b>	<b>YY</b>
Indica acero	Indica grupo de acero inoxidable	Grado de identificación individual

La Tabla 1 contiene las composiciones químicas de los tipos de acero más comunes.



Tabla 1 Composición química de aceros inoxidables según EN 10088 (Recogida del Manual de Diseño para Acero Inoxidable Estructural, 2017)

	Grado	Contenido de los elementos de la aleación (valor máximo o rango permitidos) peso %				
		C	Cr	Ni	Mo	Otros
Austenítico	1.4301	0,07	17,5 – 19,5	8,0 – 10,5		
	1.4307	0,03	17,5 – 19,5	8,0 – 10,5		
	1.4401	0,07	16,5 – 18,5	10,0 – 13,0	2,0 – 2,5	
	1.4318	0,03	16,5 – 18,5	6,0 – 8,0		N: 0,1 – 0,2
	1.4404	0,03	16,5 – 18,5	10,0 – 13,0	2,0 – 2,5	
	1.4541	0,08	17,0 – 19,0	9,0 – 12,0		Ti: 5xC – 0,7 <sup>1</sup>
	1.4571	0,08	16,5 – 18,5	10,5 – 13,5	2,0 – 2,5	Ti: 5xC – 0,7 <sup>1</sup>
Duplex	1.4062	0,03	21,5 – 24,0	1,0 – 2,9	0,45	N: 0,16 – 0,28
	1.4162	0,04	21,0 – 22,0	1,35 – 1,7	0,1 – 0,8	N: 0,2 – 0,25 Cu: 0,1 – 0,8
	1.4362	0,03	22,0 – 24,0	3,5 – 5,5	0,1 – 0,6	N: 0,05 – 0,2 Cu: 0,1 – 0,6
	1.4462	0,03	21,0 – 23,0	4,5 – 6,5	2,5 – 3,5	N: 0,1 – 0,22
	1.4482	0,03	19,5 – 21,5	1,5 – 3,5	0,1 – 0,6	N: 0,05 – 0,2 Cu: 1,0
	1.4662	0,03	23,0 – 25,0	3,0 – 4,5	1,0 – 2,0	N: 0,2 – 0,3 Cu: 0,1 – 0,8
Ferrítico	1.4003	0,03	10,5 – 12,5	0,3 – 1,0	-	
	1.4016	0,08	16,0 – 18,0	-	-	
	1.4509	0,03	17,5 – 18,5	-	-	Ti: 0,1 – 0,6 Nb: [3xC+0,3] – 1,0
	1.4521	0,025	17,0 – 20,0	-	1,8 – 2,5	Ti: [4x(C+N)+0,15] – 0,8 <sup>2</sup>
	1.4621	0,03	20,0 – 21,5	-	-	N: 0,03 Nb: 0,2 – 1,0 Cu: 0,1 – 1,0

<sup>1</sup>Nota: Se añade titanio para estabilizar el carbono y mejorar así el comportamiento frente a corrosión en la zona afectada por el calor en las soldaduras. Sin embargo, excepto para construcción pesada, el empleo de titanio para estabilizar aceros austeníticos ha sido sustituido por la disponibilidad de los grados de bajo contenido en carbono, 1.4307 y 1.4404

<sup>2</sup> La estabilización puede alcanzarse con titanio, niobio o zirconio. Según la masa atómica de estos elementos y el contenido en carbono y nitrógeno, la equivalencia debe ser la siguiente: Nb (% en peso) = Zr (% en peso) = 7/4 Ti (% en peso)

#### 2.1.4 Resistencia de cálculo

En términos generales, el acero inoxidable posee una resistencia última  $f_u$  que va de 400 a 750 MPa y un límite elástico  $f_y$  de 175 a 550 MPa.

La EN 10088, presentan los valores mínimos de resistencia última característica  $f_u$  para una deformación remanente del 0.2% y el límite elástico característico  $f_y$ . En la Tabla 2 se muestran los valores de resistencia para los aceros inoxidables con uso estructural y más comunes.

Tabla 2 Valores nominales de resistencia para aceros inoxidables según EN10088 (N/mm<sup>2</sup>) (Recogido de Manual de Diseño para Acero Inoxidable Estructural, 2017)

	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		$t$ 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 <sup>1</sup>	700 <sup>1</sup>	480 <sup>2</sup>	680 <sup>2</sup>	450	650	380 <sup>3</sup>	650 <sup>3</sup>
	1.4162	530 <sup>1</sup>	700 <sup>1</sup>	480 <sup>2</sup>	680 <sup>2</sup>	450	650	450 <sup>3</sup>	650 <sup>3</sup>
	1.4362	450	650	400	650	400	630	400 <sup>3</sup>	600 <sup>3</sup>
	1.4462	500	700	460	700	460	640	450 <sup>3</sup>	650 <sup>3</sup>
	1.4482	500 <sup>1</sup>	700 <sup>1</sup>	480 <sup>2</sup>	660 <sup>2</sup>	450	650	400 <sup>3</sup>	650 <sup>3</sup>
	1.4662	550 <sup>1</sup>	750 <sup>1</sup>	550 <sup>4</sup>	750 <sup>4</sup>	480	680	450 <sup>3</sup>	650 <sup>3</sup>
Ferrítico	1.4003	280	450	280	450	250 <sup>5</sup>	450 <sup>5</sup>	260 <sup>6</sup>	450 <sup>6</sup>
	1.4016	260	450	240	450	240 <sup>5</sup>	430 <sup>5</sup>	240 <sup>6</sup>	400 <sup>6</sup>
	1.4509	230	430	-	-	-	-	200 <sup>7</sup>	420 <sup>3</sup>
	1.4521	300	420	280	400	280 <sup>8</sup>	420 <sup>8</sup>	-	-
	1.4621	230 <sup>5</sup>	400 <sup>9</sup>	230 <sup>8</sup>	400 <sup>8</sup>	-	-	240 <sup>7</sup>	420 <sup>7</sup>

En el proyecto de estructuras de acero inoxidable pueden usarse los valores nominales de  $f_y$  y  $f_u$  que se presentan en esta tabla sin considerar los efectos de la anisotropía o del endurecimiento del material. La norma EN 10088-4 proporciona valores de  $f_y$  para aceros inoxidables ferríticos en la dirección longitudinal y en la dirección transversal, mientras que en esta tabla solamente se proporcionan valores en la dirección longitudinal, ya que son generalmente 20 N/mm<sup>2</sup> menores que los transversales.

1.4621, 1.4482, 1.4062 y 1.4662 están solamente cubiertos por EN 10088-2 y 3.  
1.4509 en barra está solamente cubierto por EN 10088-3.3.

<sup>1</sup> $t \leq 6,4$ mm	<sup>4</sup> $t \leq 13$ mm	<sup>7</sup> $t$ o $\phi \leq 50$ mm
<sup>2</sup> $t \leq 10$ mm	<sup>5</sup> $t \leq 25$ mm	<sup>8</sup> $t \leq 12$ mm
<sup>3</sup> $t$ o $\phi \leq 160$ mm	<sup>6</sup> $t$ o $\phi \leq 100$ mm	<sup>9</sup> $t \leq 6$ mm

### 2.1.5 Modelo del material

Al momento de proyectar estructuras de cualquier tipo, asumimos un comportamiento del material que se aproxime a la realidad para realizar un diseño seguro y eficiente.

Aunque en un principio el modelo Ramberg & Osgood (1943) se había propuesto para plasmar el comportamiento no lineal de aleaciones de aluminio, se demostró que describía adecuadamente el comportamiento del acero inoxidable. (Ramberg & Osgood, 1943).

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + K \left( \frac{\sigma}{E} \right)^n \quad (\text{Ec. 1})$$

Hill (1944) ajustó el modelo, proponiendo el límite elástico a una deformación remanente del 0.2%.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + 0.002 \left( \frac{\sigma}{\sigma_{0.2}} \right)^n \quad \text{para } \sigma \leq fy \quad (\text{Ec. 2})$$

El parámetro  $n$  es de suma importancia ya que define el grado de redondez del material. Se obtiene mediante el límite proporcional 0.01%.

$$n = \frac{\ln(20)}{\ln\left(\frac{\sigma_{0.2}}{\sigma_{0.01}}\right)} \quad (\text{Ec. 3})$$

El modelo antes mencionado permite conocer la curva tensión-deformación adecuada para tensiones menores al límite elástico. En cuanto a tensiones superiores, (Mirambell & Real, 2000) agregaron una segunda ecuación que permite ajustar los resultados experimentales para deformaciones superiores al 0.2% (Ec. 4).

$$\varepsilon = \frac{\sigma - \sigma_{0.2}}{E_{0.2}} + \varepsilon^* \left( \frac{\sigma - \sigma_{0.2}}{\sigma_u - \sigma_{0.2}} \right)^m + \varepsilon_{0.2} \quad \text{para } \sigma \geq \sigma_{0.2} \quad (\text{Ec. 4})$$

Donde:

$$\varepsilon^* = \varepsilon_u - \varepsilon_{0.2} - \frac{\sigma_u - \sigma_{0.2}}{E_{0.2}} \quad (\text{Ec. 5})$$

$$\varepsilon_{0.2} = \frac{\sigma_{0.2}}{E_0} + 0.002 \quad (\text{Ec. 6})$$

$$E_{0.2} = \frac{E_0}{1 + 0.002n \left( \frac{E_0}{\sigma_{0.2}} \right)} \quad (\text{Ec. 7})$$

En la Figura 5 se presentan los nuevos parámetros agregados al modelo de Ramberg & Osgood de manera gráfica.

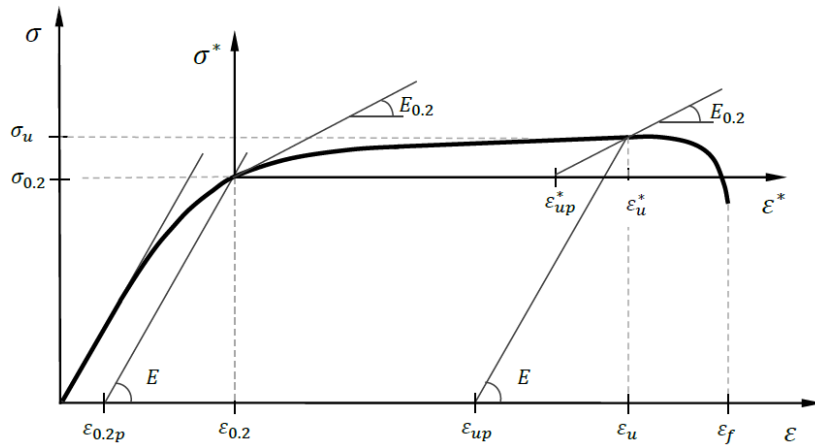


Figura 5 Definición de los parámetros del material en la curva tensión-deformación de acero inoxidable (Arrayago et al. 2015)

Posteriormente, Rasmussen (2003) redujo los parámetros del material utilizados en el modelo Mirambell & Real (2000), tal y como muestra la (Ec. 8). Dicho modelo se basa en que la deformación plástica última en términos del segundo eje de referencia se aproxima a la deformación última general y que es función de la ratio de la tensión elástica y última. Se presentan los parámetros modificados:

$$\varepsilon = \frac{\sigma - \sigma_{0.2}}{E_{0.2}} + \varepsilon_u \left( \frac{\sigma - \sigma_{0.2}}{\sigma_u - \sigma_{0.2}} \right)^m + \varepsilon_{0.2} \quad \text{para } \sigma \geq \sigma_{0.2} \quad (\text{Ec. 8})$$

Donde:

$$\varepsilon_u = 1 - \frac{\sigma_{0.2}}{\sigma_u} \quad (\text{Ec. 9})$$

$$m = 1 + 3.5 \frac{\sigma_{0.2}}{\sigma_u} \quad (\text{Ec. 10})$$

$$\frac{\sigma_{0.2}}{\sigma_u} = 0.20 + 185 \frac{\sigma_{0.2}}{E} \quad (\text{Aceros inoxidables austeníticos y dúplex}) \quad (\text{Ec. 11})$$

$$\frac{\sigma_{0.2}}{\sigma_u} = \frac{0.20 + 185 \frac{\sigma_{0.2}}{E}}{1 - 0.0375(n - 5)} \quad (\text{Aceros inoxidables general}) \quad (\text{Ec. 12})$$

Este modelo es el propuesto en el anejo C de la actual norma europea EN 1993-1-4: A1 (2015)

La siguiente modificación del modelo Mirambell & Real fue realizada por Gardner & Ashraf (Gardner & Ashraf, 2006), cuya principal aportación fue mejorar el comportamiento del material a bajas deformaciones (Ec. 13). Para este modelo se utiliza la tensión del 1% en lugar

de la tensión última. Otros aspectos importantes son que este modelo tiene en cuenta el comportamiento del material en compresión e incorpora un nuevo exponente de endurecimiento por deformación  $n_{0.2,1.0}$ .

$$\varepsilon = \frac{\sigma - \sigma_{0.2}}{E_{0.2}} + \left( \varepsilon_{1.0} - \varepsilon_{0.2} - \frac{\sigma_{1.0} - \sigma_{0.2}}{E_{0.2}} \right) \left( \frac{\sigma - \sigma_{0.2}}{\sigma_{1.0} - \sigma_{0.2}} \right)^{n_{0.2,1.0}} + \varepsilon_{0.2} \quad (\text{Ec. 13})$$

para  $\sigma_{0.2} < \sigma < \sigma_u$

Los estudios más recientes sobre el modelo material del acero inoxidable buscan reproducir su comportamiento para grandes deformaciones en tres tramos, a diferencia con los modelos anteriores que son de dos. Quach (Teng et al. 2008) contempló la primera fase con el modelo Ramberg-Osgood seguida de la propuesta de Gardner & Ashraf para una tensión máxima de 0.2% y una tercera etapa para tensiones mayores al 2%.

### 2.1.6 Costes y aplicabilidad estructural

El acero inoxidable es más caro que el acero al carbono por unidad de peso. Sin embargo, al hacer un análisis completo de costes, es decir, considerando la vida útil de la estructura (mantenimiento, reparación, acabados etc.), el acero inoxidable puede resultar una mejor opción que el acero al carbono (Figura 6).

El precio del acero inoxidable varía constantemente debido a que depende de la cantidad de elementos que contiene la aleación. Por ejemplo: los aceros ferríticos y dúplex, suelen ser más económicos y estables en su coste debido a su menor contenido de níquel.

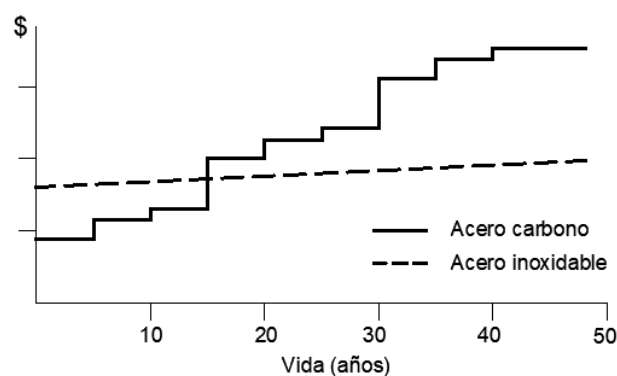


Figura 6 Comparación de coste ciclo de vida útil para una barandilla junto al mar (Proyectando en acero inoxidable PUREST 2018)

A continuación, se mencionan algunas de las aplicaciones del acero inoxidable austenítico, dúplex y ferrítico más comunes en el ámbito de la construcción:

Acero inoxidable austenítico y dúplex:

- Vigas, columnas y soportes para la industria química, nuclear, farmacéutica, alimenticia entre otros.
- Barras para refuerzo de hormigón
- Estructuras costeras
- Barreras de seguridad
- Estructuras resistentes a incendios, explosiones e impactos.
- Escaleras y pasarelas en plataformas offshore

Acero inoxidable ferrítico:

- Revestimientos y cubiertas de edificios.
- Bastidores resistentes en el sector del transporte

Cabe resaltar que los aceros ferríticos aún no tienen tanto impacto en la aplicabilidad estructural, sin embargo, está en estudio y tiene potencial para que en los próximos periodos logre consolidarse dentro del ámbito estructural.

## **2.2 Análisis estructural de pórticos**

El análisis estructural nos permite conocer la situación global de la estructura y de los elementos que la componen bajo las acciones a las que estará sometida. La situación del proyecto, la rigidez de la estructura, las acciones y combinación de éstas, así como los coeficientes de seguridad y propiedades de los materiales, suelen ser los principales datos que se deben tener en cuenta para realizar un análisis estructural.

Mediante el análisis estructural obtenemos reacciones y desplazamientos a nivel global mientras que, a nivel seccional, encontramos esfuerzos, deflexiones, elongaciones entre otros. Las tensiones y deformaciones son otros resultados a nivel local que arroja el análisis estructural. Conociendo los resultados podemos diseñar los elementos y comprobar las secciones frente a los estados límites últimos y de servicio.

### **2.2.1 Métodos de análisis global**

El análisis estructural debe considerar tres ecuaciones: de equilibrio, de compatibilidad y constitutiva del material. Los métodos de cálculo para el análisis global de una estructura se clasifican en:

- Análisis lineales: Tipo de análisis que considera un comportamiento elástico del material y una geometría de la estructura sin deformar, es decir, sin contemplar los efectos de segundo orden.
- Análisis no lineales: El análisis no lineal de una estructura tiene en cuenta el comportamiento plástico del material y los efectos de segundo orden al considerar una geometría deformada inicial.

Este análisis descarta de manera directa el principio de superposición, por lo tanto, la respuesta de la estructura depende de la historia de cargas aplicadas, siendo generalmente preciso proceder de forma incremental hasta el agotamiento de la estructura (rango plástico). La solución se logra mediante una convergencia que satisfaga las condiciones de equilibrio, compatibilidad y comportamiento de los materiales.

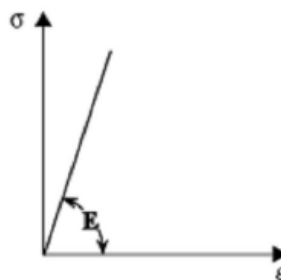
### 2.2.2 Consideración de la no linealidad del material

Para el diseño de estructuras metálicas, comúnmente se consideran dos distintos tipos de análisis teniendo en cuenta sus efectos de linealidad o no linealidad del material.

#### Análisis global elástico

Este análisis contempla un comportamiento elástico y lineal de la ley de tensión-deformación del acero (Figura 7).

La deformación del material es proporcional a la tensión cuando está sometido a una acción en cualquier punto de carga. Esto hace que el principio de superposición sea admitido. El análisis global elástico puede aplicarse para la obtención de esfuerzos en la estructura para cualquier clase de sección, incluyendo la clase 4 (la resistencia de la sección está limitada por una posible abolladura). En ciertos casos, para estructuras convencionales de edificación, puede realizarse un análisis global elástico con redistribución limitada.



*Figura 7 Comportamiento tensión-deformación lineal-elástico*

### Análisis global plástico

El análisis global plástico se basa en la teoría de la formación de rótulas plásticas en la estructura. Las rótulas plásticas son zonas específicas donde se ha sobrepasado la tensión elástica del acero. Este método permite una total redistribución de los esfuerzos internos en la estructura, garantizando que los momentos plásticos alcanzados (rótula plástica) permanezcan inalterados hasta que se forme la última rótula plástica y la estructura sea un mecanismo.

En el análisis global plástico no es válido el principio de superposición. Además, se debe tener en cuenta que las secciones transversales en donde se forman las rótulas plásticas sean clase 1. De esta manera, se asegura que la ductilidad del elemento es suficiente para la redistribución de esfuerzos.

Por último, los métodos basados en el análisis global plástico sólo pueden aplicarse para la comprobación de estados límites últimos de estructuras convencionales de edificación y sometidas a cargas estáticas, es decir, no aplica para casos donde se tienen cargas dinámicas.

#### 2.2.3 Influencia de la no linealidad geométrica

Un análisis global de la estructura puede o no tener en cuenta la geometría deformada inicial. Atendiendo a este criterio, podemos diferenciar dos tipos de análisis:

Análisis en primer orden: La estructura no tiene ninguna deformación inicial. Para tener en cuenta una posible deformación global de la estructura o local del elemento, se toman en cuenta coeficientes que amplifican los esfuerzos horizontales.

Análisis en segundo orden: Es un análisis no lineal que considera la influencia de deformada inicial global y/o de los elementos en la respuesta de la estructura.

Si los efectos de segundo orden son muy significativos, pueden amplificar en gran medida los esfuerzos y deformaciones actuantes en la estructura. Es por esto, que un análisis no lineal geométrico debe considerar efectos de tensiones residuales, así como imperfecciones geométricas, tales como la alineación del perfil (defectos de fabricación), una mala verticalidad debido a un montaje inadecuado, excentricidades de uniones entre otras. (Pla Serra, 2009)

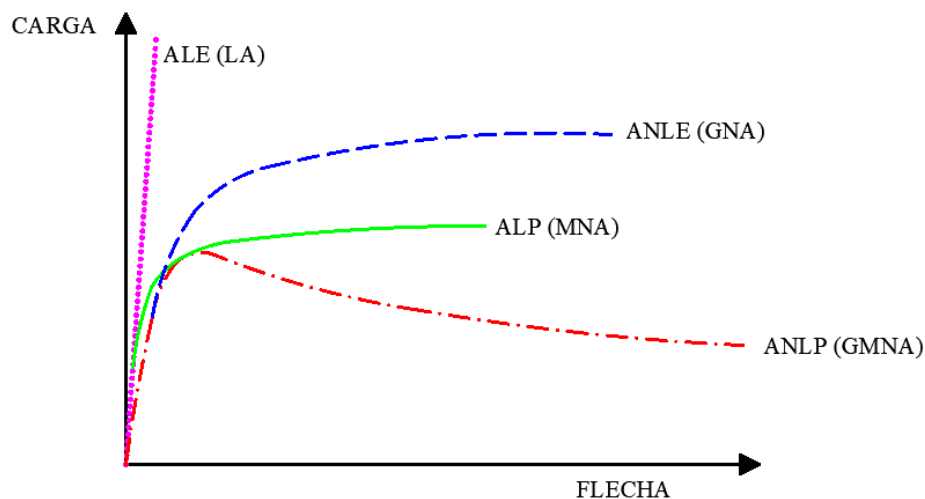
Los efectos que generan las imperfecciones pueden tomarse en cuenta mediante cargas equivalentes, tal como se define en el apartado 2.2.4.2.



El análisis en primer orden o segundo orden, puede considerarse conjuntamente con un análisis elástico o plástico, dando como resultado los siguientes análisis:

- Análisis lineal elástico (ALE)
- Análisis no lineal elástico (ANLE)
- Análisis lineal plástico (ALP)
- Análisis no lineal plástico (ANLP)

En la Figura 8 se presenta un esquema del comportamiento carga-deformación de los distintos métodos de análisis antes señalados. Los análisis ANLE y ANLP tienen mayores desplazamientos para valores de carga pequeños, debido a que toman en cuenta la geometría deformada inicial.



*Figura 8 Diagrama carga-flecha que representa distintos análisis lineales y no lineales, siglas en inglés entre paréntesis*

#### 2.2.4 Normativas

El uso del acero inoxidable como material estructural es relativamente reciente y sigue siendo objeto de investigación. Es por eso, que las normas de diseño del acero inoxidable son limitadas. Los principales aportes realizados hasta la fecha, comentados en el capítulo 2.1.5 de este Trabajo, se han centrado en la caracterización del comportamiento tensión-deformación o en la determinación de las resistencias seccionales, así como en el desarrollo de métodos de cálculo que tengan en cuenta el endurecimiento del material como Continuous Strength Method (CSM) (Afshan & Gardner, 2013). Estos estudios han permitido mejorar las normas y guías de diseño de acero inoxidable.

El Manual de Diseño para Acero Inoxidable Estructural fue la primera guía europea para el cálculo y diseño de estructuras de acero inoxidable. Esta guía fue la base para el desarrollo de la norma europea de acero inoxidable EN 1993-1-4 (2015). Por otro lado, el American Iron and Steel Institute (AISI) publicó en 1968 la primera normativa relacionada con el acero inoxidable, con una última revisión en 1991 realizada por la American Society of Civil Engineers (ASCE).

La actual norma europea de acero inoxidable EN 1993-1-4 hace referencia en mayor parte al Eurocódigo 3 parte 1-1, que establece las normas a seguir para el análisis y diseño de estructuras de acero al carbono.

A continuación, se describe el análisis global de los pórticos basado en el Eurocódigo 3 EN1993-1-1.

#### 2.2.4.1 Estabilidad estructural de los pórticos

Antes de diseñar una estructura a base de pórticos, es necesario tener una noción de la rigidez y comportamiento de la estructura. Un factor que determina el diseño es que tan traslacional o intraslacional es la estructura. Eurocódigo 3 parte 1-4 hace referencia al apartado 1-1 para la clasificación de los pórticos dependiendo de su traslacionalidad.

Una estructura *intraslacional* es suficientemente rígida para que la inestabilidad no se considere determinante, para eso, es necesario que se cumplan las siguientes condiciones:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \text{ Para análisis elástico} \quad (\text{Ec. 14})$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \text{ Para análisis plástico} \quad (\text{Ec. 15})$$

Donde:

$\alpha_{cr}$  es el factor por el cual debe multiplicarse la carga de diseño en la estructura para producir la inestabilidad global de la estructura en estado elástico.

$F_{Ed}$  Carga de diseño en la estructura

$F_{cr}$  Carga elástica crítica que produce la inestabilidad global en la estructura

Para el análisis global plástico, la condición de intraslacionalidad considera un valor mayor por tener en cuenta la pérdida de rigidez lateral causada por los efectos de la no linealidad del material en estado límite último.

2.2.4.2 Imperfecciones

Las imperfecciones locales y globales se pueden tener en cuenta dibujando la geometría deformada en un modelo analítico, aplicando cargas equivalentes o mediante un sistema único de imperfecciones geométricas afín de la deformada del primer modo de pandeo para las acciones consideradas. A continuación, se desglosan los métodos para aplicar las imperfecciones mencionadas.

2.2.4.2.1 Imperfecciones globales equivalentes

Para las estructuras sensibles a pandeo, traslacionales por lo general, deben de considerarse las imperfecciones iniciales globales con la siguiente expresión:

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m \tag{Ec. 16}$$

Donde:

$\phi_0$  es el valor base:  $\phi_0 = 1/200$

$\alpha_h$  es el factor de reducción para la altura  $h$  de las columnas  $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}$  con  $\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$

$h$  es la altura de la estructura en metros

$\alpha_m$  es el factor de reducción para el número de columnas en una fila  $\alpha_m = \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$

$m$  es el número de columnas en una fila que incluye solo aquellas columnas que llevan una carga vertical  $N_{Ed}$  no menos del 50% del valor promedio de la columna en el plano vertical considerado.

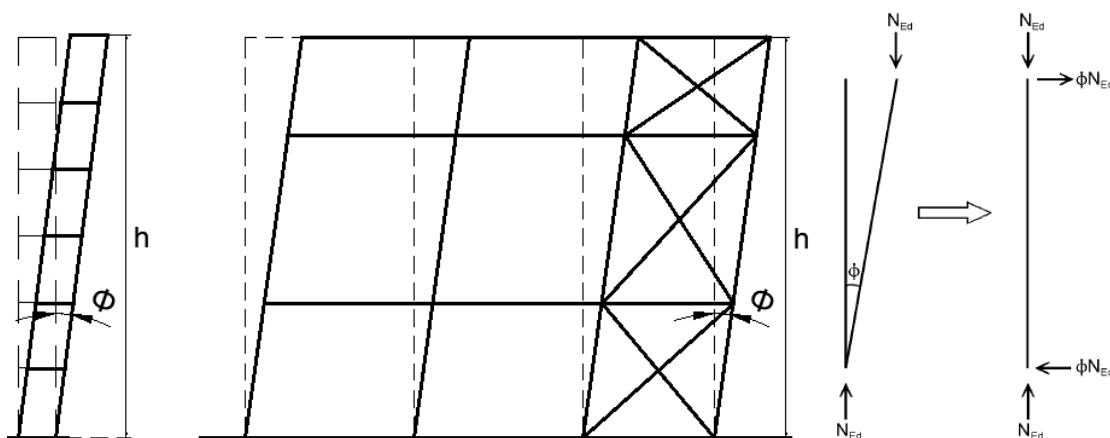


Figura 9 Imperfecciones globales equivalentes

Los coeficientes  $\alpha_m$  y  $\alpha_h$  tienen en cuenta la poca probabilidad de que todas las columnas de la estructura tengan imperfecciones geométricas en su valor máximo y en la dirección más desfavorable.

#### 2.2.4.2.2 Imperfecciones locales de los elementos

EN 1993-1-1 propone una curvatura inicial equivalente de los elementos comprimidos con forma parabólica adoptando un valor máximo de flecha  $e_0$ .

Esta curvatura inicial aplica cuando el elemento cumpla las siguientes condiciones:

- Uno de los nudos del elemento no se pueda considerar como articulado.
- La esbeltez adimensional en el plano considerado del elemento, calculada como una barra articulada en sus extremos, sea tal que se cumpla lo establecido en la (Ec. 17)

$$\lambda = 0.5 \sqrt{\frac{A * f_y}{Ned}} \quad (\text{Ec. 17})$$

Donde A es el área de la sección transversal del elemento en estudio y Ned es el axil de diseño.

La curvatura  $e_0$  se obtiene de valores dados por EN 1993-1-1 según la curva de pandeo considerada y el tipo de análisis que se realizará. El valor de la flecha máxima en el caso de un análisis plástico es mayor debido a la incertidumbre de la aplicación del método.

Tabla 3 Valores de curvatura inicial  $e_0$  (EN1993-1-1)

Curva de pandeo	análisis elástico	análisis plástico
	$e_0/L$	$e_0/L$
a0	1/350	1/350
a	1/300	1/250
b	1/250	1/200
c	1/200	1/150
d	1/150	1/100

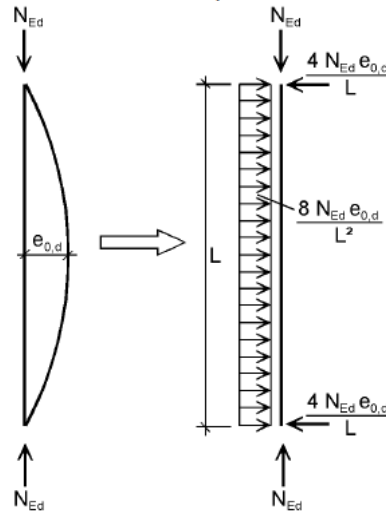


Figura 10 Cargas equivalentes para imperfecciones locales

### 2.2.4.2.3 Imperfecciones geométricas afines a las formas de pandeo

Este método toma en cuenta ambas imperfecciones (global y local) de la estructura. Consiste en obtener una deformada inicial de la estructura afín a la deformada del modo crítico de pandeo elástico de la estructura para una combinación de acciones determinada. La deformada se aplica al modelo analítico como geometría inicial con una amplitud establecida en la ecuación (Ec. 18).

$$\eta_{inic} = e'_0 * \eta_{cr} \quad (Ec. 18)$$

Donde:

$\eta_{cr}$  es la deformada del modo crítico de pandeo elástico

$$e'_0 = e_0 \left( \frac{N_{cr}}{EI \eta''_{cr,max}} \right) = e_0 \left( \frac{1}{\lambda^{*2}} \frac{N_{rk}}{EI \eta''_{cr,max}} \right) \quad (Ec. 19)$$

$$e_0 = \alpha(\lambda^* - 0.2) \left( \frac{M_{Rk}}{N_{Rk}} \right) k_\gamma \quad (Ec. 20)$$

$EI \eta''_{cr,max}$  es el momento flector en la sección crítica en la sección transversal crítica bajo la deformada  $\eta_{cr}$

$M_{Rk}$  y  $N_{Rk}$  son los valores característicos del momento y axil resistente

$\alpha$  es el coeficiente de imperfección de la curva de pandeo para la sección transversal crítica

$k_\gamma$  es el coeficiente de ajuste para la resistencia de los elementos comprimidos

$$k_{\gamma} = \frac{1 - \chi \lambda^{*2} / \gamma_{M1}}{1 - \chi \lambda^{*2}} \geq 1 \quad (\text{Ec. 21})$$

$$\lambda^* = \sqrt{\frac{\alpha_{uk}}{\alpha_{cr}}} \quad (\text{Ec. 22})$$

$\chi$  es el coeficiente de reducción del modo de pandeo considerado

La esbeltez adimensional  $\lambda^*$  se calcula realizando un análisis global de primer orden para obtener el valor del axil  $N_{Ed}$ . Posteriormente se obtiene el modo crítico de inestabilidad, el coeficiente crítico de carga  $\alpha_{cr}$  y el coeficiente de amplificación crítico mínimo  $\alpha_{uk}$ .

#### 2.2.4.3 Consideración de la no linealidad geométrica

La Figura 11 presenta los distintos análisis que se deben llevar a cabo para los pórticos traslacionales.

Si  $\alpha_{cr} \geq 10$  se puede optar por hacer un análisis en primer orden y verificar la inestabilidad de la estructura con una longitud de pandeo intraslacional. Esto debido a que la carga crítica para producir el pandeo es demasiado grande y los efectos de segundo orden no son significativos (camino 1).

Para los casos básicos (un elemento, por ejemplo) con  $\alpha_{cr} \leq 10$  se puede realizar un análisis en primer orden tomando una longitud de pandeo traslacional (camino 2).

Si se tiene una estructura con un valor de  $3 \leq \alpha_{cr} \leq 10$  y las imperfecciones locales no influyen en los efectos de segundo orden, se realiza un análisis en primer orden utilizando el factor de amplificación de cargas horizontales para considerar las imperfecciones globales. (camino que desemboca en 1)

$$k_{amp} = \frac{1}{1 - 1/\alpha_{cr}} \quad (\text{Ec. 23})$$

Si las imperfecciones locales no influyen y se tiene un  $\alpha_{cr} \leq 3$ , se debe de considerar una longitud de pandeo intraslacional realizando un análisis de segundo orden. (camino 3).

El camino 4 es el caso en el que las imperfecciones locales influyen de manera significativa por lo que debe de hacerse un análisis en segundo orden, considerando las imperfecciones locales y globales de la estructura. Al considerarse toda la geometría deformada ya no es necesario verificar inestabilidad.

Un análisis en segundo orden considerando ambas imperfecciones, puede realizarse siempre, sin necesidad de comprobar el estado límite de inestabilidad. (camino 5).

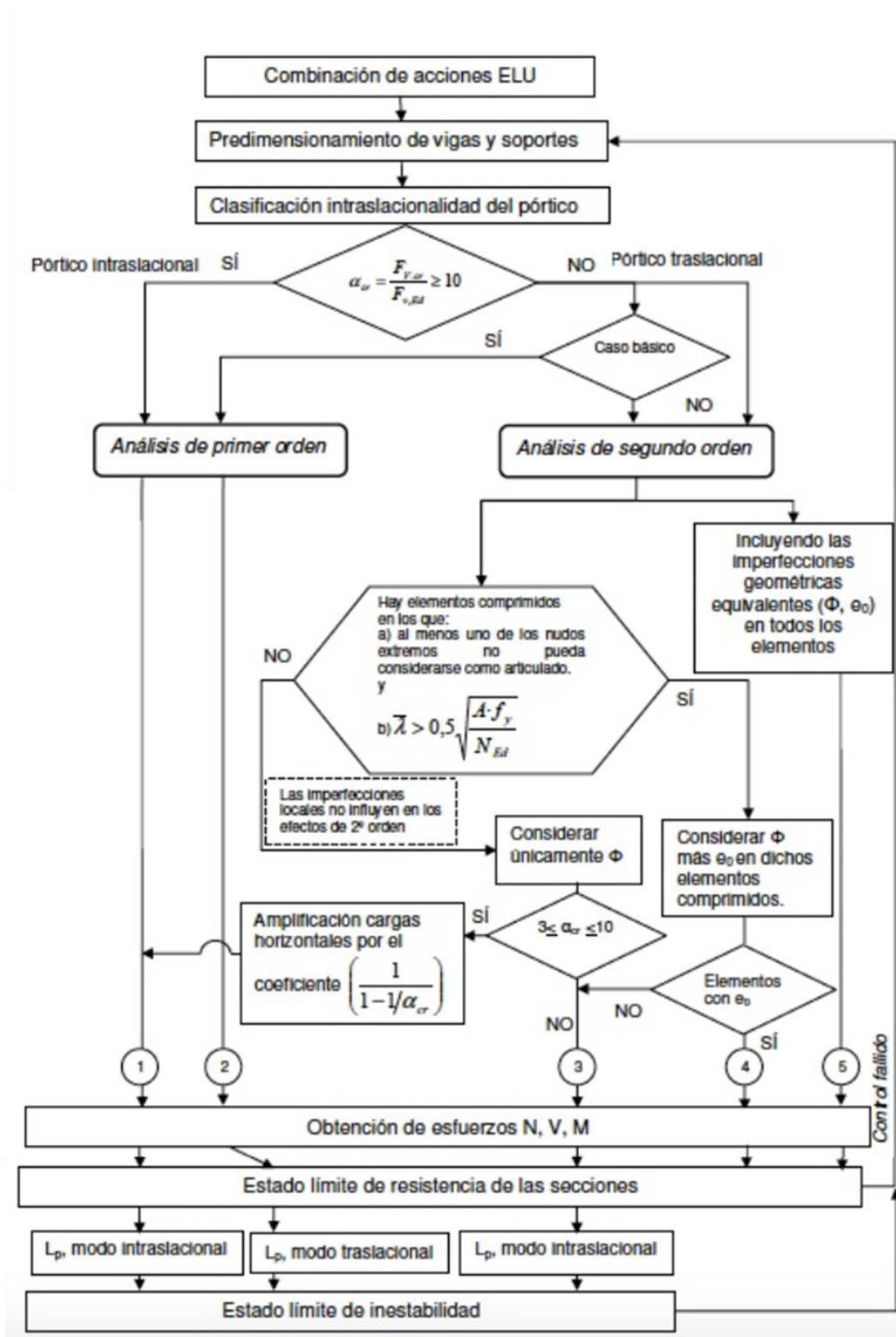


Figura 11 Distintos análisis que contemplan la no linealidad geométrica

### 2.3 Continuous Strength Method

El comportamiento del acero inoxidable presenta un endurecimiento por deformación muy significativa. Es por esto que se han realizado diversos estudios para tener en cuenta este efecto. Una de las más interesantes aportaciones en este ámbito es el Continuous Strength Method CSM (Afshan & Gardner, 2013). De acuerdo con en el Anejo D del Manual de Diseño para Acero Inoxidable Estructural (2017) el Continuous Strength Method es “un método de cálculo basado en criterios deformacionales que tiene en cuenta el efecto beneficioso del endurecimiento por deformación debido al trabajado en servicio y la interacción entre las partes de la sección transversal a la hora de determinar su resistencia”.

#### 2.3.1 Comportamiento del material

El modelo del material del CSM es bilineal, es decir, tiene un comportamiento lineal hasta la rama plástica y en el efecto de endurecimiento por deformación hasta la tensión última.

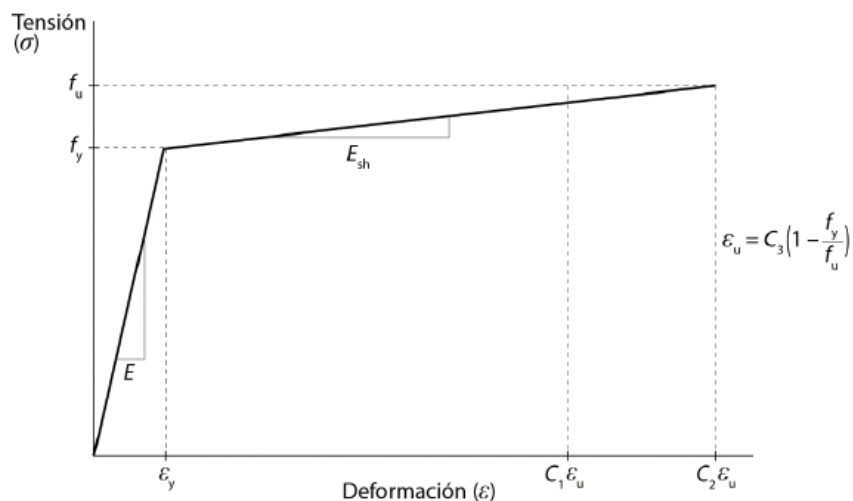


Figura 12 Gráfica tensión-deformación de modelo material CSM

Donde:

$f_y$  Es el límite elástico

$\epsilon_y$  Es la deformación correspondiente al límite elástico,  $\epsilon_y = f_y/E$

$E$  Es el módulo de elasticidad

$E_{sh}$  Es el módulo de elasticidad de la rama de endurecimiento

$f_u$  Es la tensión última (resistencia)



$\varepsilon_u$  Es la deformación última,  $C_3(1 - f_y/f_u)$

Tabla 4 Coeficientes "C" para el modelo de material CSM

Tipo de acero inoxidable	C1	C2	C3
Austenítico	0.10	0.16	1.00
Dúplex	0.10	0.16	1.00
Ferrítico	0.40	0.45	0.60

El módulo de elasticidad en la rama de endurecimiento se determina con la siguiente expresión:

$$E_{sh} = \frac{f_u - f_y}{C_2\varepsilon_u - \varepsilon_y} \quad (Ec. 24)$$

### 2.3.2 Deformación seccional

Con la curva base del CSM se obtiene la relación de las deformaciones en el límite elástico y la deformación proporcionada por el CSM ( $\varepsilon_{csm}/\varepsilon_y$ ). Esta relación permite conocer las diferentes resistencias de la sección y su esbeltez seccional. La curva base se obtiene a partir de las ecuaciones (Ec. 25) para secciones formadas por chapas y (Ec. 26) para secciones huecas circulares.

$$\frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} = \begin{cases} \frac{0.25}{\bar{\lambda}_p^{3.6}} \leq \min\left(15, \frac{C_1\varepsilon_u}{\varepsilon_y}\right) & \text{para } \bar{\lambda}_p \leq 0.68 \\ \left(1 - \frac{0.222}{\bar{\lambda}_p^{1.050}}\right) \frac{1}{\bar{\lambda}_p^{1.050}} & \text{para } \bar{\lambda}_p > 0.68 \end{cases} \quad (Ec. 25)$$

$$\frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} = \begin{cases} \frac{4.44 \times 10^{-3}}{\bar{\lambda}_c^{4.5}} \leq \min\left(15, \frac{C_1\varepsilon_u}{\varepsilon_y}\right) & \text{para } \bar{\lambda}_c \leq 0.30 \\ \left(1 - \frac{0.224}{\bar{\lambda}_c^{0.342}}\right) \frac{1}{\bar{\lambda}_c^{0.342}} & \text{para } \bar{\lambda}_c > 0.30 \end{cases} \quad (Ec. 26)$$

### 2.3.3 Esbeltez seccional

La esbeltez de la sección se obtiene con las siguientes ecuaciones:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{f_{cr,p}}} \quad \text{Para secciones formadas por chapas} \quad (Ec. 27)$$

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{f_y}{f_{cr,c}}} \quad \text{Para secciones huecas circulares} \quad (\text{Ec. 28})$$

Donde  $f_{cr,p}$  es la tensión crítica ideal de abolladura de la sección transversal. Puede obtenerse numéricamente mediante el software CUFSM o calcular una aproximación de la misma con la siguiente expresión:

$$f_{cr,p} = \frac{k_\sigma \pi^2 E t^2}{12(1 - \nu^2) b^2} \quad (\text{Ec. 29})$$

Donde

$b^-$  es el ancho del panel

$t$  es el espesor de la chapa del panel

$\nu$  es el coeficiente de Poisson

$k_\sigma$  es el coeficiente de abolladura del panel a una distribución de tensiones  $\psi$  y condiciones de contorno determinadas, definidas en la Tabla 5 y Tabla 6

En cuanto a las secciones transversales huecas circulares, la tensión crítica de abolladura sometida a compresión, flexión o flexocompresión puede calcularse con la siguiente expresión:

$$f_{cr,p} = \frac{E}{\sqrt{3(1 - \nu^2)}} \frac{2t}{D} \quad (\text{Ec. 30})$$

Donde:

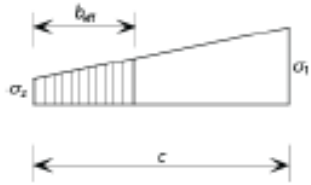
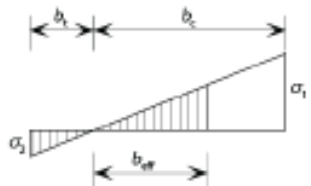
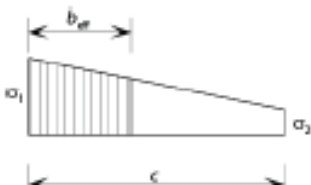
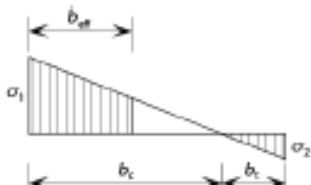
$t$  es el espesor de la chapa de la sección transversal

$D$  es el espesor de la chapa de la sección transversal

Tabla 5 Elementos internos a compresión

Distribución de tensiones (compresión positiva)				Ancho eficaz $b_{eff}$		
				$\psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$1 > \psi > 0:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2 b_{eff}}{5 - \psi}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi \geq -3$
Coefficiente de abolladura $k_\sigma$	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

Tabla 6 Elementos externos a compresión

Distribución de tensiones (compresión positiva)			Ancho eficaz $b_{eff}$		
			$1 > \psi > 0:$ $b_{eff} = \rho c$		
			$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$+1 \geq \psi \geq -3$	
Coefficiente de abolladura $k_\sigma$	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	
			$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho b_c$		
			$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Coefficiente de abolladura $k_\sigma$	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8

## 2.4 Estudios recientes

Recientemente, Walport et al. (2018) han llevado a cabo un estudio sobre el efecto de la no linealidad del material en el análisis global de pórticos de acero inoxidable tipo austenítico, con secciones doble t (tipo I) y traslacionales.

En dicha investigación se describe la importancia que tiene la pérdida de rigidez de la estructura y la distribución de esfuerzos debido a la no linealidad del material, y consecuentemente, la necesidad de tenerlos en cuenta a la hora de diseñar. Esto contradice la actual EN 1993-1-4, que recomienda diseñar las estructuras de acero inoxidable bajo análisis elásticos de primer orden, esto es, ignorando la no linealidad del material del acero inoxidable.

Teniendo como referencia el análisis de primer orden con momentos amplificados que tienen en cuenta los efectos de segundo orden definido para diseñar pórticos de acero al carbono, Walport et al. (2018) proponen, para pórticos de acero inoxidable, un método de análisis estructural en primer orden y material no lineal donde las fuerzas desestabilizadoras se amplifican con un factor  $K_{amp}$ . De manera equivalente, el factor de amplificación de fuerzas  $K_{amp}$  tiene la función de contemplar los efectos de segundo orden (Figura 13). Así, un análisis lineal plástico amplificado (ALP+ $K_{amp}$ ) obtiene la misma carga última que un análisis no lineal plástico (ANLP).

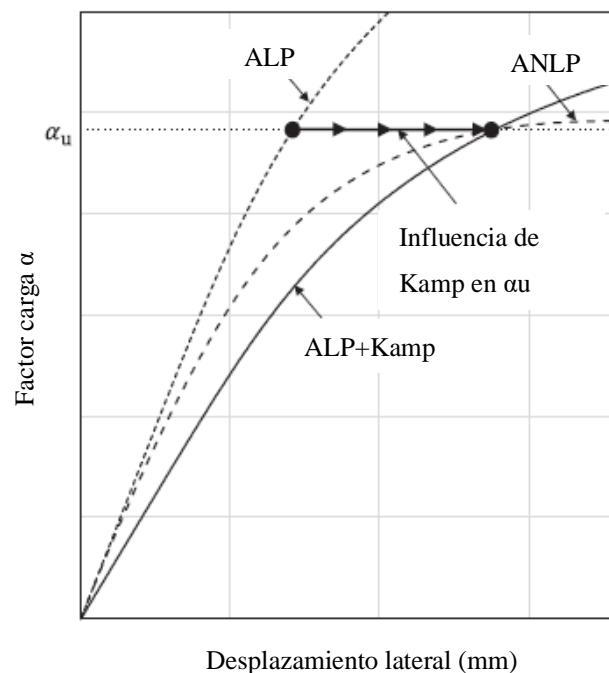


Figura 13 Gráfica que representa la influencia del factor de amplificación de fuerzas  $K_{amp}$

Este estudio propone una corrección al grado de traslacionalidad  $\alpha_{cr}$  considerando la no linealidad del material, basándose en una ratio de rigideces entre un análisis elástico y plástico (Figura 14). Este factor de reducción modifica al factor de amplificación de fuerzas ( $K_{amp}$ ) establecido en EN1993-1-1.

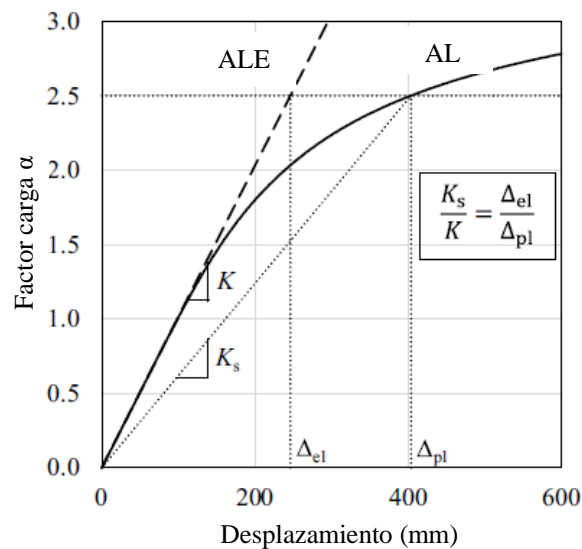


Figura 14 Pérdida de rigidez debido a la no linealidad del material de un análisis en primer orden

Las ecuaciones que propone la investigación son las siguientes:

$$K_{amp,mod} = \frac{1}{1 - 1/\alpha_{cr,mod}} \quad (Ec. 31)$$

$$\alpha_{cr,mod} = 0.8 \frac{K_s}{K} \alpha_{cr} \quad (Ec. 32)$$

Basándose en esta investigación, el presente Trabajo estudia la influencia de la no linealidad del material en pórticos con secciones tubulares rectangulares ensayadas en laboratorio y la aplicabilidad de los parámetros propuestos por Walport et al. (2018).

### 3 CAMPAÑA EXPERIMENTAL

El departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universitat Politècnica de Catalunya llevó a cabo un amplio programa experimental para ensayar de cuatro pórticos de acero inoxidable. El objetivo de dicho programa era conocer el comportamiento de los pórticos de acero inoxidable frente a cargas estáticas sobre el plano.

Los pórticos ensayados fueron de acero inoxidable austenítico, ya que es el más utilizado en construcción tubular. Además, el acero austenítico presenta una no linealidad más acusada, por lo que los efectos de la no linealidad en el comportamiento estructural son más apreciables.

#### 3.1 Características de los pórticos

El ensayo se desarrolló sobre pórticos de acero inoxidable austenítico de un solo vano de 4m de longitud y 2m de altura a ejes de las secciones en estudio. Las medidas de los pórticos se determinaron teniendo en cuenta las restricciones del laboratorio, aunque representan las relaciones más comunes altura/ancho de los edificios residenciales.

Las conexiones viga/columna se realizaron mediante pletinas de acero al carbono de 15mm de espesor con una inclinación de 45°. En cada uno de los soportes del pórtico se colocaron placas de 16mm que a su vez se atornilla a otro elemento en la base.

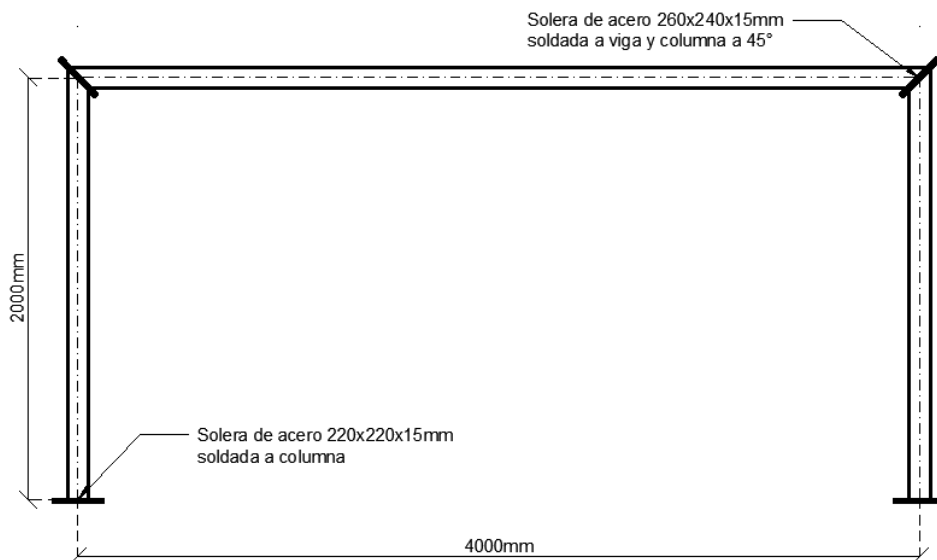


Figura 15 Estructura general de los pórticos de acero inoxidable de los ensayos experimentales

En la Tabla 7 se resumen las características de los pórticos estudiados y las secciones que componen cada uno de ellos.

Tabla 7 Definición general de los pórticos y secciones

Pórtico	A [mm]	L [mm]	Tipo de Apoyo	H [mm]	B [mm]	t [mm]
S1	2000	4000	Simple	120.0	80.0	6.0
S2	2000	4000	Simple	99.8	80.2	3.9
S3	2000	4000	Empotrado	120.1	41.1	3.9
S4	2000	4000	Empotrado	199.0	102.8	2.8

### 3.2 Esquema de cargas

El objetivo de este programa experimental como se mencionó anteriormente, es investigar el comportamiento de los pórticos de acero inoxidable frente a cargas estáticas verticales y horizontales.

En la realidad, las cargas gravitacionales y de viento actúan de manera distribuida en los pórticos, pero debido a que es difícil reproducir estos efectos en el laboratorio, se optó por aplicar cargas puntuales. Debido a las limitaciones del equipo en el laboratorio, y teniendo en cuenta posibles imprevistos como el pandeo fuera del plano del pórtico, se optó por sustituir la carga horizontal aplicada en el hombro derecho superior por un desplazamiento impuesto de la base de las columnas. El esquema de cargas resultante fue ligeramente diferente pero equivalente (Arraygo et al., 2019).

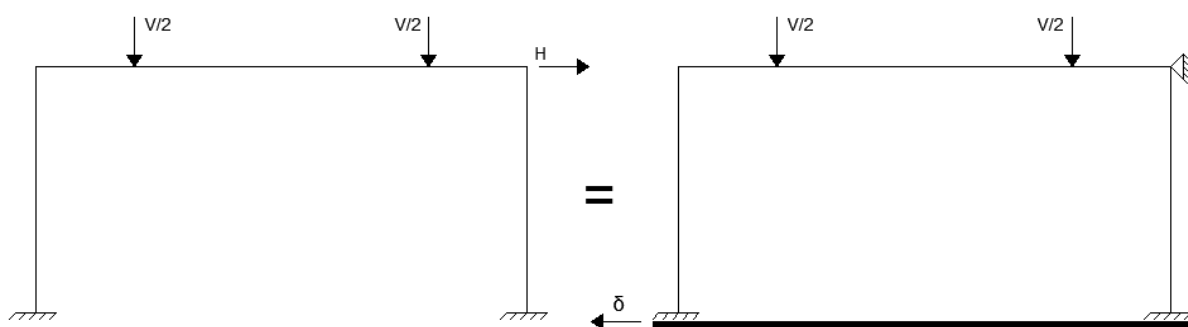


Figura 16 Esquema de carga considerado

Las cargas se aplicaron en dos fases, en la primera, la carga vertical y posteriormente se aplicó un desplazamiento horizontal en la base de las columnas mientras las cargas verticales permanecían constantes hasta producir el colapso.



### 3.3 Configuración general de los pórticos

En la Figura 17 se describen los elementos que fueron utilizados para realización del ensayo.

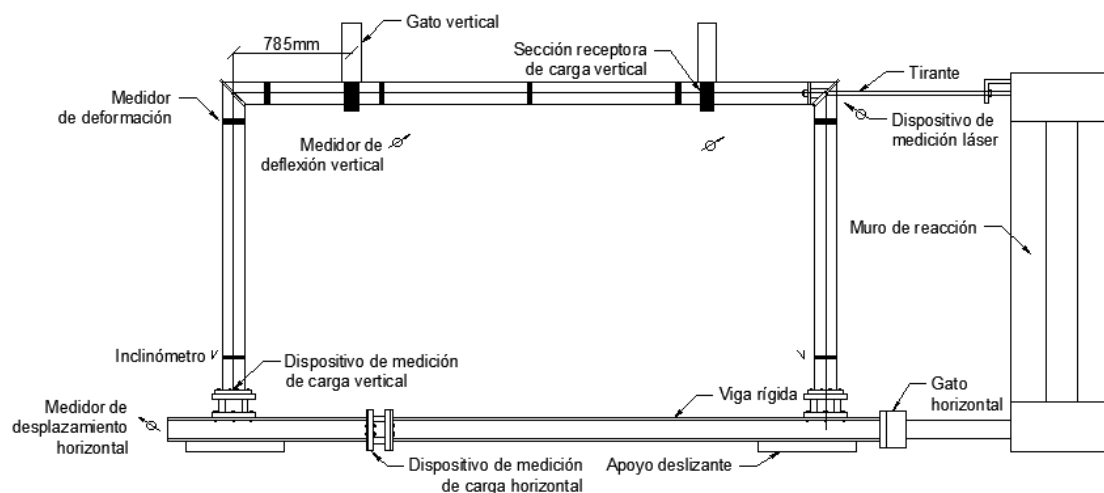


Figura 17 Configuración general de los pórticos para el ensayo

#### 3.3.1 Secciones de carga vertical

Las cargas verticales se aplicaron a una distancia de 785mm de cada columna mediante dos gatos independientes. La posición de la carga vertical fue determinada por los siguientes factores:

- Los efectos de segundo orden son mayores cuando se aplican cargas verticales cerca de las columnas.
- Se favorece la formación de rótulas plásticas en la viga cuando las cargas verticales se aplican lejos de las columnas.
- Un posible cambio de signo del momento flector puede ocurrir por la siguiente situación; si mientras se introduce el desplazamiento en la base, la posición de los apoyos supera la ubicación de la carga aplicada y la deformación del pórtico comienza a revertirse.

Un dispositivo receptor de carga vertical fue diseñado para evitar la abolladura local de la sección cargada y contribuir a la estabilidad lateral del pórtico (Figura 18).

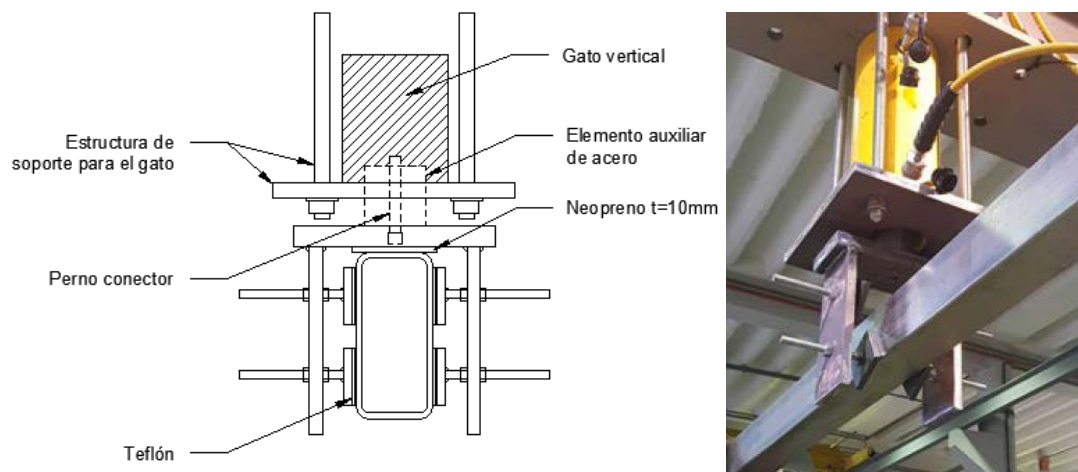


Figura 18 Sección transversal de la sección de carga vertical

### 3.3.2 Carga horizontal

Para garantizar el desplazamiento uniforme en la base de los pórticos, se fabricó una viga rígida compuesta por dos perfiles tipo HEM120 (Figura 19).

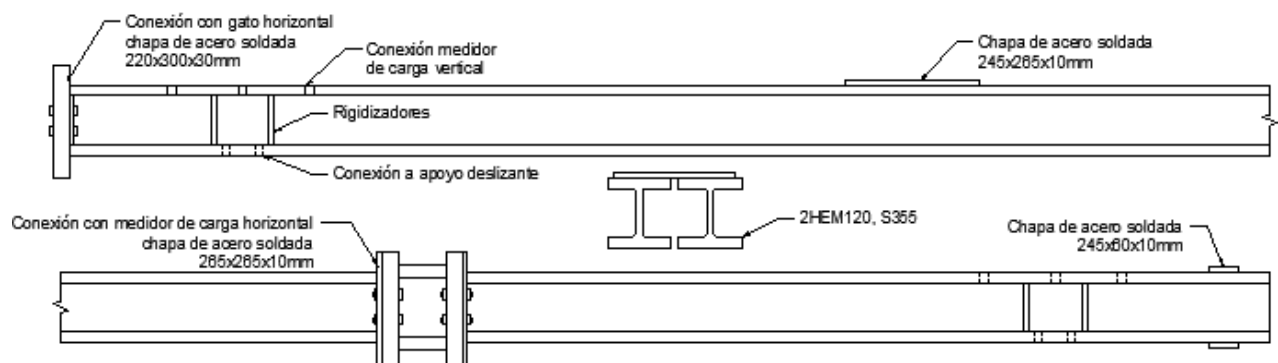


Figura 19 Esquema de viga rígida

Se colocaron dispositivos para medir la reacción horizontal que produciría el gato en un punto discontinuo de la viga rígida.

La viga rígida se apoyó sobre dos soportes deslizantes prácticamente sin fricción que permitían el movimiento horizontal del pórtico. (Figura 20).

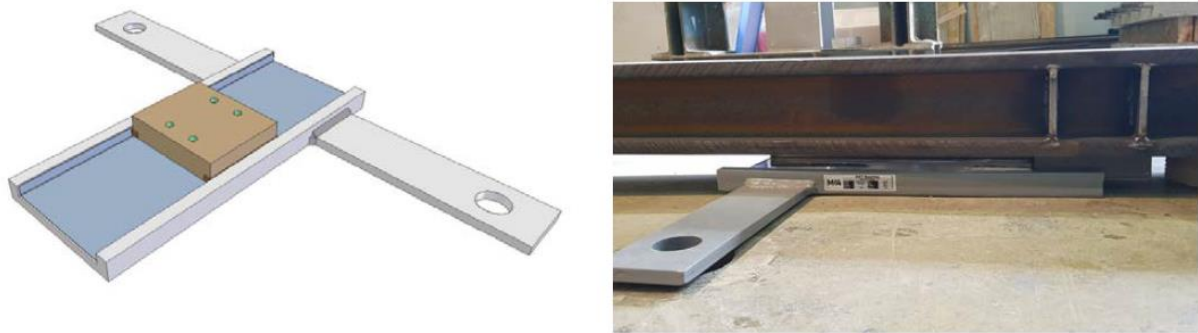


Figura 20 Esquema de los soportes deslizantes y su fotografía en laboratorio (derecha)

### 3.3.3 Condiciones de contorno

Se consideraron dos tipos de apoyos para el programa experimental. Los pórticos S1 y S2 (intraslacionales) tuvieron apoyos empotrados. Los pórticos S3 y S4 (traslacionales), por su parte, eran articulados y, por tanto, se permitía la rotación sobre el eje transversal.

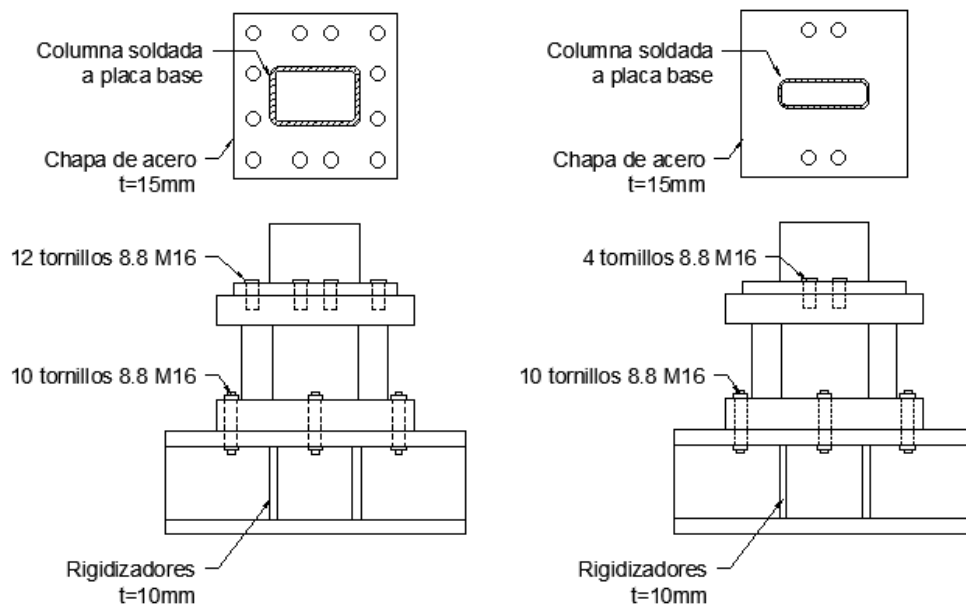


Figura 21 Apoyo empotrado (S1 y S2, izquierda) y apoyo articulado (S3 y S4)

## **4 MODELO NUMÉRICO**

Para el estudio de cualquier fenómeno físico o mecánico, es necesario la elaboración de un ensayo experimental, lo que representa un coste muy significativo. Hoy en día, la herramienta para el análisis mediante el método de elementos finitos (software) hace viable la posibilidad de realizar innumerables modelos numéricos para representar estos fenómenos a costes bajos.

El desarrollo y análisis del modelo numérico se llevó a cabo con el software Abaqus FEA. Dicho software es capaz de realizar cálculos estructurales estáticos (lineales y no lineales) y dinámicos mediante el método de elementos finitos. Esta herramienta permitió el estudio de los pórticos ensayados de manera precisa y, tras reproducir los ensayos de laboratorio, esto es, validar el modelo, la realización de un estudio paramétrico con rango amplio de pórticos para investigar los efectos de la no linealidad del material en su estabilidad. Por limitaciones de tiempo, el estudio se enfocó al pórtico S1.

A continuación, se describen los modelos numéricos realizados sobre el pórtico ensayado S1, que es el de referencia en este Trabajo. Se realizaron modelos numéricos con dos tipos de elementos finitos: shell y beam. Estos modelos fueron validados mediante la comparación de los resultados numéricos extraídos de un ANLP con imperfecciones con los resultados experimentales obtenidos en el laboratorio.

Los modelos numéricos utilizados en el estudio paramétrico se describen en el Apartado 5.

### **4.1 Análisis numérico**

Se realizaron dos tipos de modelos numéricos para reproducir los ensayos de laboratorio.

En primer lugar, se modelizó el pórtico de sección S1 con elementos finitos tipo “shell”. Los modelos con elementos tipo “shell” reproducen de manera exhaustiva la geometría de la sección transversal y por ello son óptimos para recrear los efectos de la concentración de tensiones, como las abolladuras locales. Sin embargo, el diseño y análisis de modelos con elementos tipo shell requieren de mucho tiempo y espacio en el ordenador, por lo que no son muy eficientes. Es por eso que es preferible no realizar un estudio paramétrico con estos elementos, sino con elementos tipo “beam”.

En segundo lugar, se reprodujo el ensayo del laboratorio con un modelo numérico con elementos tipo “beam”. Los modelos de elementos finitos tipo “beam” son adecuados cuando dos de las tres dimensiones son predominantes, como es nuestro caso. Son fáciles de elaborar,

si bien no permiten reproducir perfectamente la sección transversal, sin embargo, son rápidos de analizar y ocupan poco espacio. Además, reproducen bien el comportamiento estructural, aunque no son sensibles a las abolladuras locales. Por ello, los análisis derivados de modelos numéricos “beam” pueden dar resistencias superiores a las reales y necesitan ser limitados a una cierta carga.

#### 4.1.1 Caracterización de modelo

Para representar de manera adecuada un pórtico, es necesario realizar un modelo en el que se tome en cuenta la geometría correcta, se asignen los materiales correspondientes y se establezcan las condiciones de contorno.

Abaqus CAE, proporciona una interfaz apropiada para introducir todas las características necesarias, sin embargo, también puede introducirse mediante un archivo. inp (pre-proceso), donde se definen las características y análisis a realizar en un archivo de texto.

#### 4.1.2 Modelo material

En la Tabla 8 se presentan las propiedades del acero inoxidable austenítico empleados para el ensayo experimental y análisis numérico de los pórticos. Estas propiedades fueron obtenidas del ensayo de probetas en el laboratorio del Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental “Lluís Agulló” de la Universitat Politècnica de Catalunya.

*Tabla 8 Propiedades del material del estudio paramétrico*

	E (MPa)	$\sigma_{0.05}$ (MPa)	$\sigma_{0.2}$ (MPa)	$\sigma_u$ (MPa)	eu (mm/mm)	n	m
S1 flat	195778	396	479	679	0.39	7.1	2.5
S1 corner	185360	374	635	840	0.34	5.4	7.9
S1 ave	189663	383	570	773	0.36	6.1	5.7

Para la representación de la curva tensión-deformación del acero inoxidable austenítico (Figura 22), se utilizó el modelo Ramberg-Osgood. La (Ec. 2) representa el comportamiento hasta el rango elástico y (Ec. 8) el rango plástico.

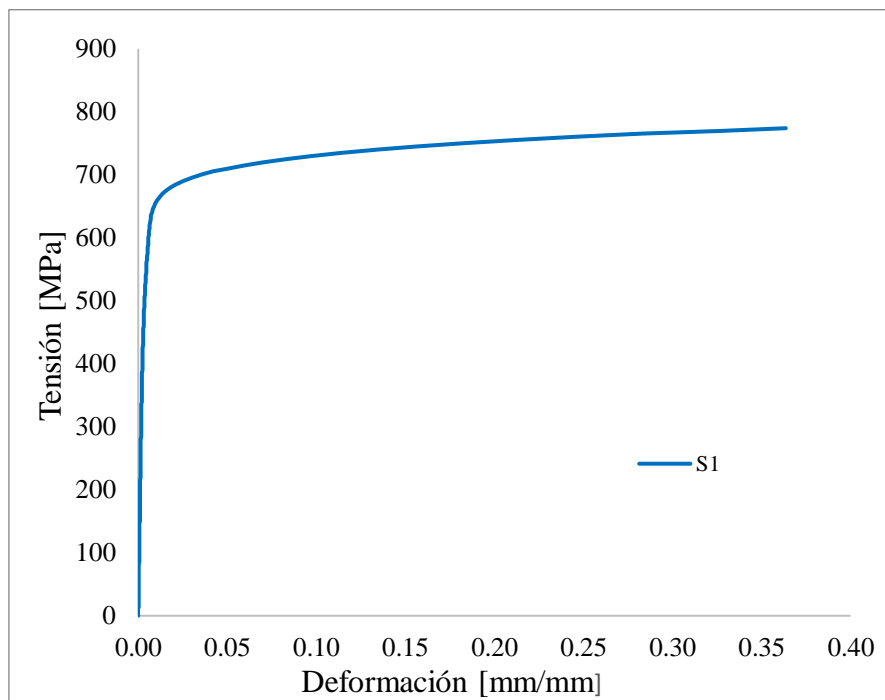


Figura 22 Curva tensión-deformación del material del pórtico S1

#### 4.1.3 Geometría, condiciones de contorno y cargas

Tanto con los elementos tipo shell como beam, se diseñó un pórtico de 2 metros de altura y 4 de luz (dimensiones medidas a eje).

La sección del pórtico tipo shell fue definida a imagen de la ensayada. Las características de la sección tubular cuadrada de los pórticos se observan en la Figura 23.

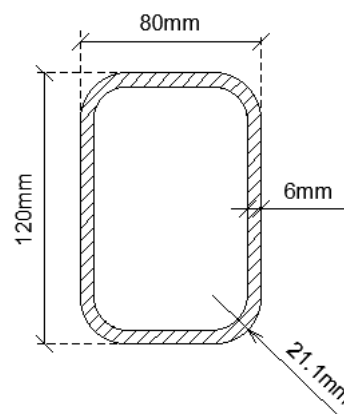


Figura 23 Geometría de sección en estudio basada en el pórtico S1 de la campaña experimental

A la sección transversal se le asignaron dos tipos de modelo material obtenidos de ensayos de caracterización del material y definidos en la Tabla 8. Así, en las esquinas, a un área equivalente al radio de acuerdo más dos veces el espesor de la sección, se asignaron las propiedades del material extraído de probetas corner mientras que en el resto de la sección (área flat) se asignó el modelo material obtenido de ensayos a tracción de probetas flat (Cruise et al., 2008).

Para reproducir las uniones entre columnas y viga se modelizó una placa de 16mm de espesor de acero al carbono con  $E:210000$  MPa. Tras definir los cinco elementos que componen el pórtico, dos columnas, dos placas de conexión y una viga, se ensamblaron mediante el comando “merge”. Tras un estudio de malla, se utilizó una malla de 10mm de longitud en todo el modelo.

Dado que no se apreciaron desplomes importantes fuera del plano durante el ensayo, en el modelo numérico se coaccionó cualquier desplazamiento o giro fuera del plano. Como las cargas verticales eran puntuales y se aplicaron de tal modo que se evitó la abolladura local, en el modelo numérico se definieron dos superficies cargas de 100mm de longitud en la parte baja de la columna, situadas a 785mm del eje de las columnas, a las que se les asignó un punto de referencia mediante una restricción de acoplamiento o coupling constraint. Igualmente, se asociaron puntos de referencia a las secciones transversales base y a la placa superior derecha con el fin de definir sobre ellos las condiciones de contorno.

Por su parte, la sección transversal del modelo beam era perfectamente rectangular y de dimensiones 120x 80 mm y espesor 6 mm. El modelo material asignado fue el “S1 average”, también recogido en la Tabla 8, resultante de multiplicar los parámetros extraídos de probetas corner y probetas flat por el área corner y flat respectivamente. La unión entre columnas y vigas fue completamente fija para asegurar la continuidad total. La malla era igual a 10.

Tanto en el modelo shell como beam se definió un esquema de cargas en dos tiempos, tal y como se desarrolló el experimento. En un primer paso, se aplicó la carga vertical como dos cargas puntuales situadas a 785mm de las columnas hasta alcanzar el valor experimental (115 kN). En el segundo paso, se mantuvo la carga vertical y se desplazaron las bases de las columnas hasta el colapso de la estructura.

Respecto a las condiciones de contorno, se utilizaron elementos tipo muelle para reproducir la rigidez real de los apoyos y del tirante. Así, los giros en la base de las columnas detectados

por los inclinómetros y los momentos leídos en las células de carga verticales, revelaron que los pórticos ensayados no estaban perfectamente empotrados, sino que tenían una cierta rigidez igual a la pendiente entre el giro y momento flector. Además, las reacciones verticales leídas en las células de carga debajo de los soportes revelaron que el tirante trabajaba no solo a tracción, sino que también lo hacía a cortante y por tanto se llevaba parte de la reacción vertical del apoyo derecho. Por todo ello, las bases de las columnas shell y beam se coaccionaron al desplazamiento vertical durante todo el análisis y al desplazamiento horizontal durante el primer “step” de carga. Además, se coaccionó parcialmente el giro de estas bases con un elemento muelle. En cuanto al tirante, se coaccionó el movimiento horizontal en dicho punto y el vertical parcialmente mediante un elemento muelle de baja rigidez.

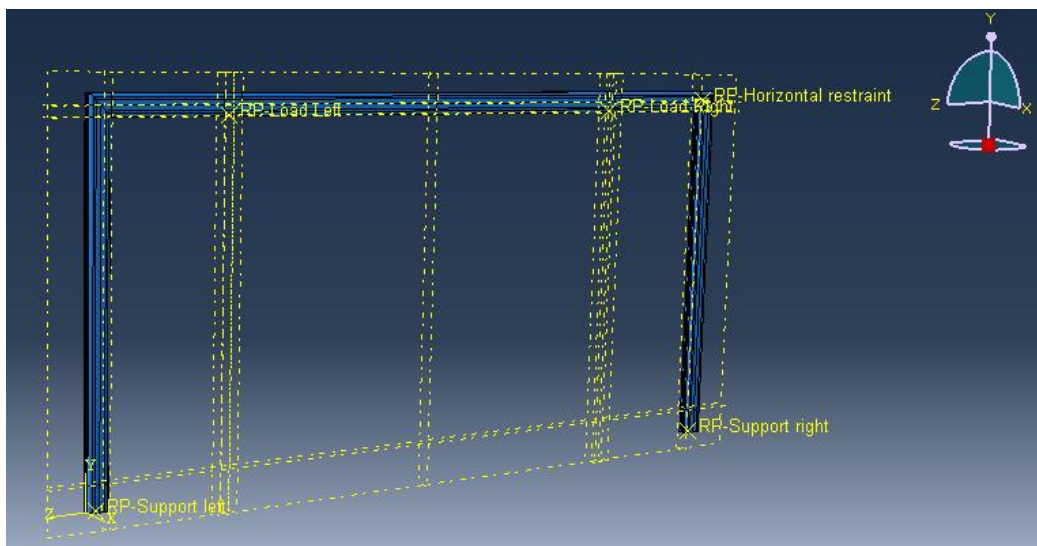


Figura 24 Modelo de pórtico S1 de ensayo experimental con elementos shell

#### 4.1.4 Análisis realizados

En primer lugar, se llevó a cabo el análisis de inestabilidad que nos permite conocer el comportamiento del pórtico frente al pandeo global de la estructura, para los pórticos estudiados, se restringió el pandeo fuera de plano. Como resultado se obtuvo un archivo. odb donde podemos ver el valor inicial  $\alpha_{cr}$  en el modo de pandeo deseado (primer modo global).



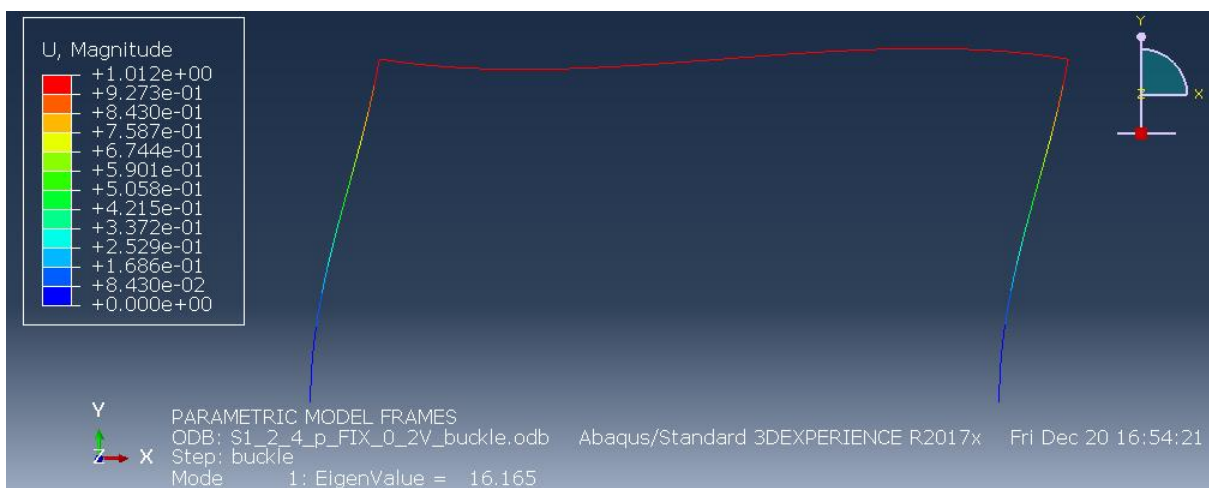


Figura 25 Pórtico deformado por el análisis de inestabilidad. (pórtico S1-2)

Posteriormente, se realizó el análisis no lineal plástico con imperfecciones en el cual se consideró la no linealidad del material como los efectos de segundo orden, así como imperfecciones geométricas.

Tanto en shell como en beam, las imperfecciones se consideraron introduciendo como geometría inicial el primer modo global obtenido de los análisis de inestabilidad (buckle). El análisis incremental se realizó con el método de Risk, que proporciona información sobre el colapso de estructuras inestables y geoméricamente no lineales.

#### 4.1.5 Validación del modelo numérico

La validación del modelo numérico del pórtico S1 se realizó comparando los resultados de los modelos numéricos con la campaña experimental (Apartado 3). En la Figura 26 se representan las gráficas de carga vertical/deflexión vertical y carga horizontal/desplazamiento

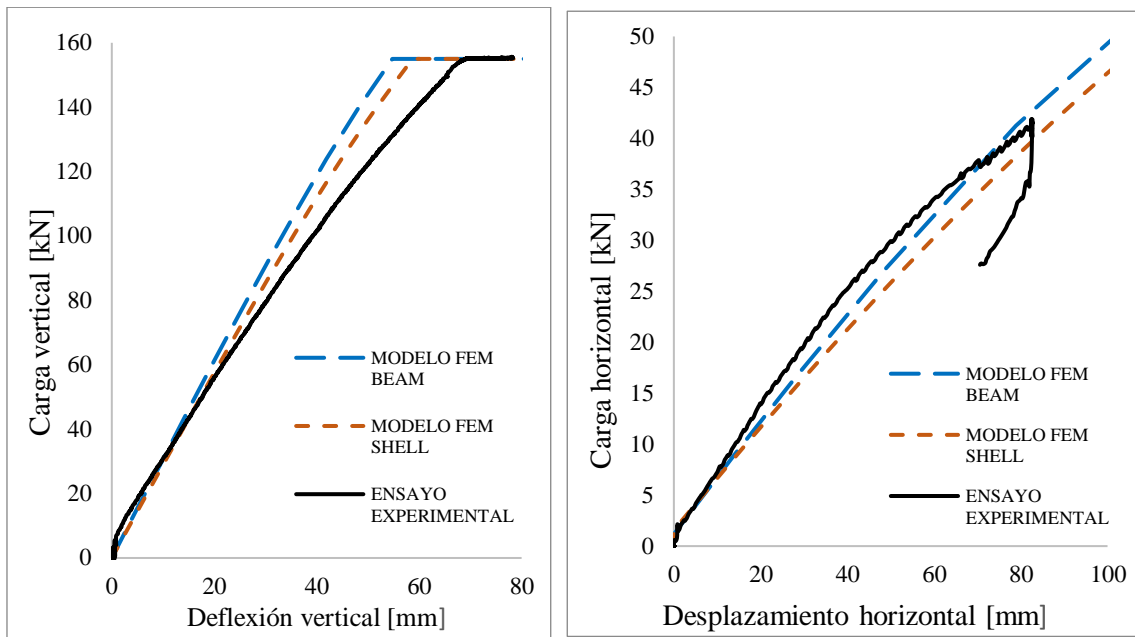


Figura 26 Validación pórtico S1

Respecto a las curvas desplazamiento horizontal/carga horizontal, se observa que la línea del ensayo experimental cae bruscamente porque se detuvo el ensayo a esta carga por fallo de la soldadura.

## 5 ESTUDIO PARAMÉTRICO

El estudio consistió en realizar los análisis ALE, ALP y ANLP en el plano de doce pórticos formados por dos columnas y una viga de acero inoxidable tipo austenítico de sección tubular rectangular clase 1, obtener los desplazamientos en cada uno de los análisis de la estructura y comparar el efecto de la no linealidad del material.

El objetivo de hacer el análisis ANLP fue comparar las cargas últimas con el análisis ALP+ Kampl propuesto por Walport et al., (2018) (Figura 13).

Este estudio paramétrico se realizó en modelos numéricos de elementos tipo beam B21 de la librería de elementos del software Abaqus FEA. En total se analizaron 12 pórticos. El modelo parametrizado difería un poco del modelo explicado en el Apartado 4, si bien se utilizó la misma sección transversal y el mismo modelo de material S1 average.

Así, en cuanto a las dimensiones, se analizaron pórticos de 2 y 4 m de luz. En cuanto a las cargas, todos los modelos se sometieron a cargas puntuales verticales aplicadas en las columnas de valor constante e igual a 155 kN y una carga horizontal aplicada en la esquina superior derecha. En cuanto a las condiciones de contorno, se analizaron pórticos perfectamente empotrados y perfectamente articulados (Figura 27)

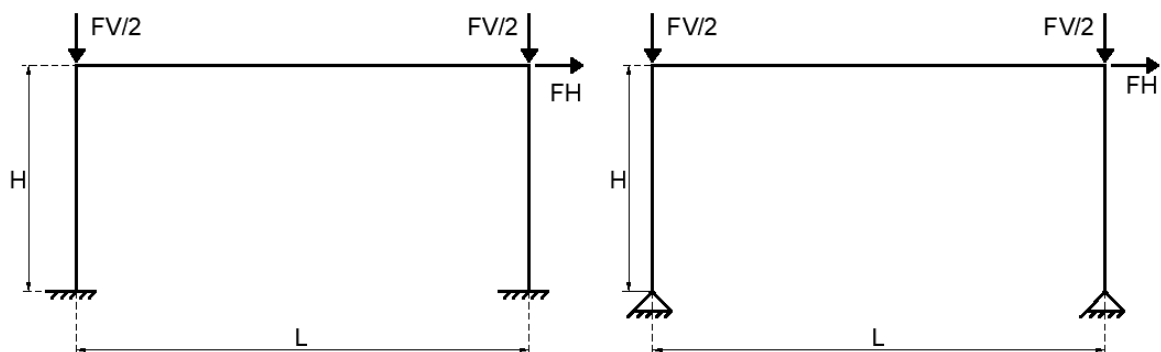


Figura 27 Geometría tipo de pórticos en estudio

En la Tabla 9 se han enumerado las características 12 pórticos analizados: altura, longitud, distintas proporciones de carga vertical/carga horizontal y condiciones de contorno.

Tabla 9 Parámetros de los pórticos estudiados

Pórtico	H (mm)	L (mm)	FV (kN)	FH (kN)	FV/FH	Condición de contorno
S1-1	4000	2000	155	7.75	20	Empotrado
S1-2	4000	2000	155	31	5	Empotrado
S1-3	4000	2000	155	77.5	2	Empotrado
S1-4	4000	2000	155	7.75	20	Apoyado
S1-5	4000	2000	155	31	5	Apoyado
S1-6	4000	2000	155	77.5	2	Apoyado
S1-7	2000	2000	155	7.75	20	Empotrado
S1-8	2000	2000	155	31	5	Empotrado
S1-9	2000	2000	155	77.5	2	Empotrado
S1-10	2000	2000	155	7.75	20	Apoyado
S1-11	2000	2000	155	31	5	Apoyado
S1-12	2000	2000	155	77.5	2	Apoyado

Tabla 10 Propiedades del material utilizados

E (MPa)	$\sigma_{0.05}$ (MPa)	$\sigma_{0.2}$ (MPa)	$\sigma_u$ (MPa)	eu (mm/mm)	n	m	E0.2 (Mpa)	e0.2 (mm/mm)
189663.54	383.02	570.56	773.64	0.36	6.08	5.68	37607.21	0.0050

Las imperfecciones globales se introdujeron mediante un sistema de cargas equivalentes, de acuerdo con EN1993-1-1(2015), apartado 5.3.2, donde se define el defecto inicial de imperfección como (Ec. 33), donde  $\varphi_0$  es el valor base de la imperfección lateral,  $\alpha_h$  el coeficiente reductor de altura y  $\alpha_m$  el coeficiente reductor por el número de alineaciones.

$$\varphi = \varphi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (\text{Ec. 33})$$



Figura 28 Esquema de imperfecciones globales equivalentes

Tabla 11 Imperfecciones globales equivalentes

Pórtico	RV Izq.(kN)	RV der. (kN)	$\varphi$	F.A.izq (kN)	F.H. izq (kN)	F.A. der (kN)	F.H. der (kN)
S1-1	76.05	78.95	4.33E-03	-0.329	0.329	-0.342	0.342
S1-2	71.69	83.31	4.33E-03	-0.310	0.310	-0.361	0.361
S1-3	62.97	92.03	4.33E-03	-0.273	0.273	-0.399	0.399
S1-4	73.63	81.38	4.33E-03	-0.319	0.319	-0.352	0.352
S1-5	62.00	93.00	4.33E-03	-0.268	0.268	-0.403	0.403
S1-6	38.75	116.25	4.33E-03	-0.168	0.168	-0.503	0.503
S1-7	74.18	80.82	4.33E-03	-0.321	0.321	-0.350	0.350
S1-8	64.21	90.79	4.33E-03	-0.278	0.278	-0.393	0.393
S1-9	44.29	110.71	4.33E-03	-0.192	0.192	-0.479	0.479
S1-10	69.75	85.25	4.33E-03	-0.302	0.302	-0.369	0.369
S1-11	46.50	108.50	4.33E-03	-0.201	0.201	-0.470	0.470
S1-12	0.00	155.00	4.33E-03	0.000	0.000	-0.671	0.671

En los análisis ANLP con imperfecciones locales, además del sistema de fuerzas equivalentes, se introdujeron las imperfecciones locales modificando las coordenadas de las columnas. Así, las columnas en estos análisis tenían una curvatura de segundo grado con una imperfección igual a  $L/1000$ .

La Figura 29 describe el esquema de cargas para la situación de amplificación de esfuerzos debido a la traslacionalidad de los pórticos.



Figura 29 Esquema de cargas con amplificación para tener en cuenta efectos de segundo orden

## 6 RESULTADOS

Los resultados del estudio paramétrico se presentan en esta sección. Se explica cada uno de los pasos realizados para la obtención de los resultados y se comparan los valores del factor de amplificación de fuerzas que contempla los efectos de segundo orden  $K_{amp}$  de EC3 y  $K_{amp,mod}$  propuesto en la investigación de Walport et al.(2018).

### 6.1 Obtención de resultados

#### 6.1.1 Resultados inestabilidad

Se realizó un primer análisis de estabilidad elástico de los doce pórticos con sus condiciones de contorno y proporción de cargas horizontales y verticales. Como resultado, se obtuvieron los distintos autovalores para el primer modo de pandeo global (Figura 30).

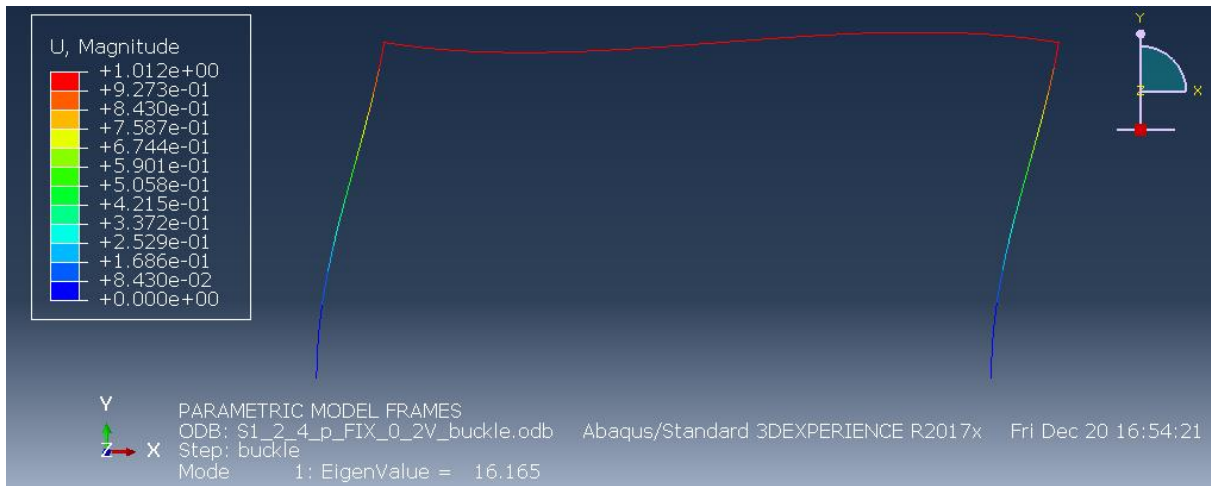


Figura 30 Pórtico deformado por el análisis de inestabilidad. (pórtico S1-2)

Para obtener el  $\alpha_{cr}$  se multiplicó este autovalor conocido como el factor crítico de inestabilidad  $\alpha_{cr,inst}$ , por la carga vertical aplicada en el análisis de inestabilidad  $F_{apl}$  y se dividió entre la carga vertical última de la estructura obtenida de un análisis ANLP  $F_{u,v}$ .

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{apl} * \alpha_{cr,inst}}{F_{u,v}} \quad (Ec. 34)$$

A continuación, se presentan los distintos factores críticos de inestabilidad.

Tabla 12 Resultados iniciales de los factores críticos de inestabilidad

Pórtico	Cargas aplicadas		$\alpha_{cr, inest}$
	FV (kN)	FH (kN)	
S1-1	155.00	7.75	15.89
S1-2	155.00	31	16.17
S1-3	155.00	77.5	16.65
S1-4	155.00	7.75	3.77
S1-5	155.00	31	3.80
S1-6	155.00	77.5	3.83
S1-7	155.00	7.75	19.13
S1-8	155.00	31	19.19
S1-9	155.00	77.5	19.27
S1-10	155.00	7.75	4.78
S1-11	155.00	31	4.78
S1-12	155.00	77.5	4.73

### 6.1.2 Resultados de los límites de deformaciones CSM

Los modelos con elementos tipo beam son muy eficientes, aunque no reproducen abolladuras locales. Por ello, es necesario limitar la resistencia de su sección transversal. En este sentido, tal y como se ha explicado en el apartado 2.3., Walport et al. (2018) proponen limitar la deformación máxima de la sección transversal más solicitada a la deformación máxima obtenida mediante el método CSM. Con el propósito de considerar adecuadamente la posible abolladura de la sección transversal en la determinación de la deformación máxima, debe considerarse el efecto medio en una longitud determinada en la zona de la sección transversal más solicitada. Para ello, es necesario considerar una longitud igual a la longitud de abolladura de la sección transversal analizada.

Los valores límite obtenidos mediante el procedimiento descrito a continuación se calcularon en colaboración con una de las tutoras de este trabajo como parte de los estudios de su tesis doctoral, debido a la dificultad de los mismos.

La longitud de esa abolladura se obtuvo mediante el software CUFSM (Li & Schafer, 2010) Este software permitió obtener la tensión crítica de abolladura de la sección transversal bajo una serie de distribuciones de esfuerzos que van desde la flexión pura hasta compresión pura. El límite elástico  $f_y$  y módulo de elasticidad E, usados, fueron 571MPa y 189664 MPa, respectivamente.

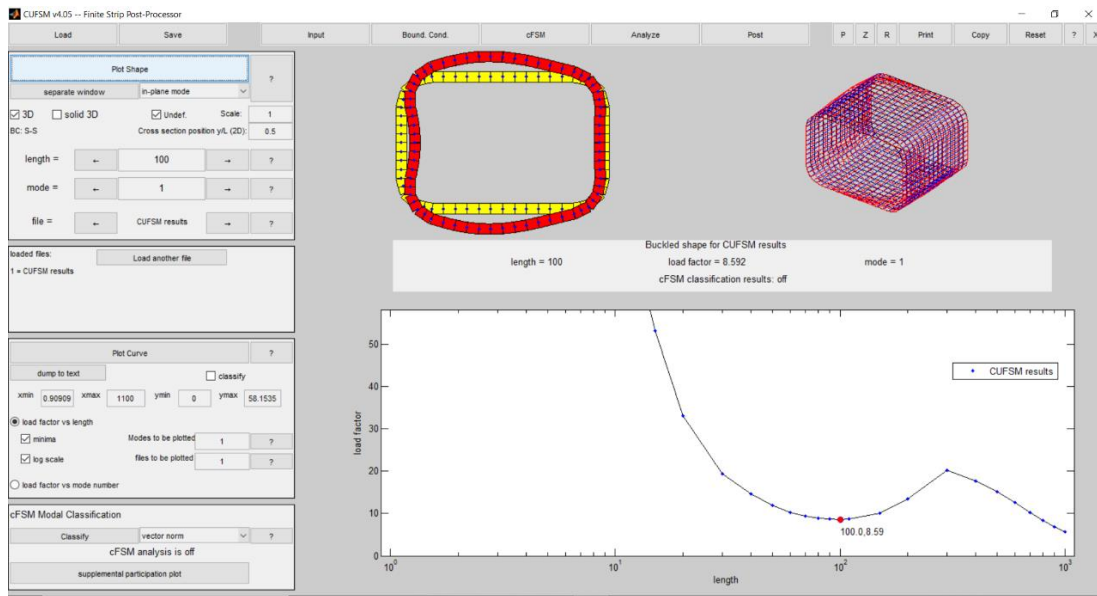


Figura 31 Longitud de pandeo seccional mediante el software CUFSM

La Tabla 13 muestra los estados de carga a la que fue expuesta la sección transversal, donde N y M son los axiles y momentos respectivamente,  $\sigma_{cr}$  es la tensión crítica que produciría la abolladura local de la sección transversal obtenida directamente del software CUFSM (Li & Schafer, 2010). El valor de la relación de deformaciones entre el CSM y el límite elástico  $\epsilon_{csm}/\epsilon_y$ , fue obtenido con la ecuación (Ec. 25), donde C1=0.10 para acero austeníticos y  $\epsilon_y = 0.003010 \text{ mm/mm}$  y  $\epsilon_u = 0.26 \text{ mm/mm}$  mientras que la esbeltez crítica de pandeo seccional es  $\lambda_p^- = \sqrt{f_y/\sigma_{cr}} \cdot L_{CUFSM}$  es la longitud de abolladura calculada mediante el software CUFSM.

Tabla 13 Tensiones y longitudes críticas obtenidas del software CUFSM

% compresión	N (N)	M (Nmm)	$\sigma_{cr}$ (MPa)	$\lambda_p^-$	$\epsilon_{csm}/\epsilon_y$	$L_{CUFSM}$
0	0	37133509.07	7560.04	0.2748	8.71	70
10	118376.11	33420158.16	7268.83	0.2802	8.71	80
20	236752.23	29706807.26	6834.87	0.2890	8.71	80
30	355128.35	25993456.35	6246.74	0.3023	8.71	90
40	473504.46	22280105.44	5578.67	0.3199	8.71	90
50	591880.58	18566754.54	4904.89	0.3411	8.71	100
60	710256.69	14853403.63	4299.63	0.3644	8.71	100
70	828632.81	11140052.72	3785.73	0.3883	7.52	100
80	947008.93	7426701.814	3357.68	0.4123	6.06	100
90	1065385.05	3713350.907	2997.75	0.4364	4.94	100
100	1183761.17	0	2702.35	0.4596	4.10	100



Con los porcentajes de compresión y las deformaciones límite del CSM para cada uno de ellos, se obtuvo una función que permitía determinar cualquier límite  $\epsilon_{csm}/\epsilon_y$  conociendo el estado tensión de la sección transversal (Figura 32). Esta ecuación (Ec. 35) se utilizó para calcular el porcentaje de compresión en cada incremento de carga en los análisis ALE, ALP y ANLP y así comprobar que la sección no abollara. Se observa que de 0 al 60% de compresión, el valor de  $\epsilon_{csm}/\epsilon_y$  es constante debido a la condición límite de la ecuación (Ec. 25).

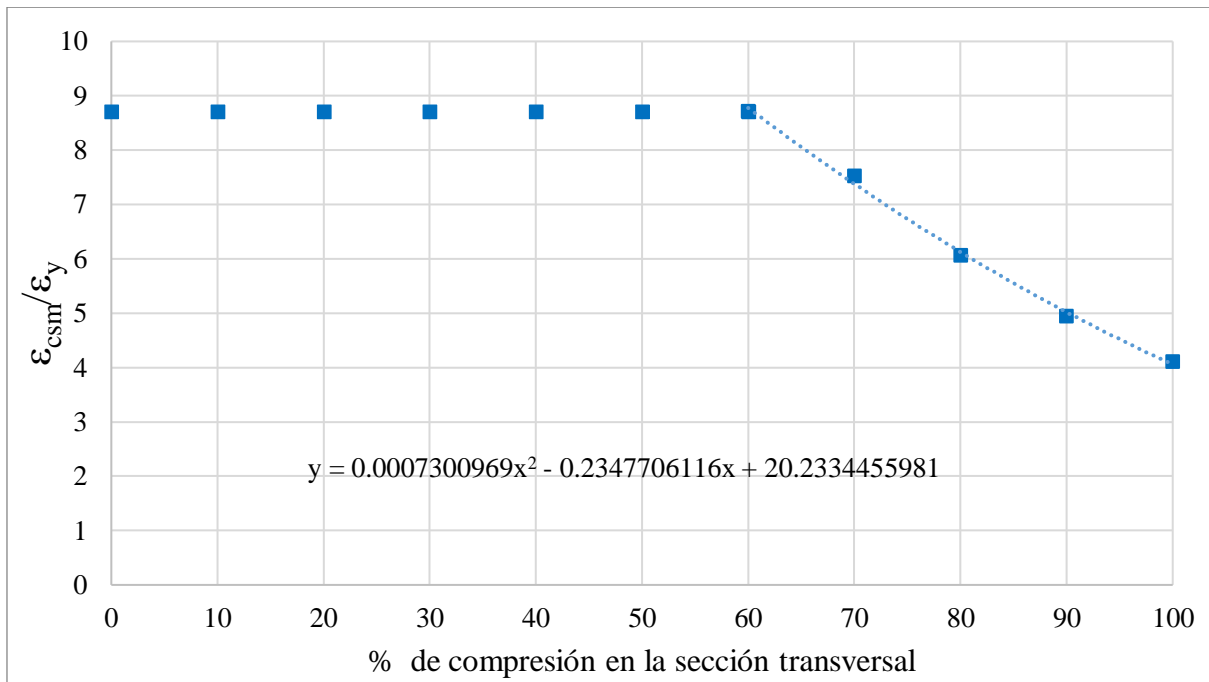


Figura 32 Gráfica normalizada de los límites de deformación del CSM de la sección S1 bajo diferentes estados de tensiones

$$\frac{\epsilon_{csm}}{\epsilon_y} = 0.00073(\%comp)^2 - 0.2347(\%comp) + 20.2334 \text{ para } \%comp \geq 60 \quad (\text{Ec. 35})$$

### 6.1.3 Resultados de análisis no lineal plástico con imperfecciones

El objetivo de realizar el análisis ANLPI fue obtener los valores máximos de carga vertical que resiste cada uno de los pórticos. Para este análisis se tuvo en cuenta las imperfecciones globales con un sistema de fuerzas equivalentes y las locales con la geometría deformada en el modelo analítico, así como las propiedades plásticas del material.

Una vez ejecutado el análisis en el software Abaqus se solicitaron los valores de carga vertical, carga horizontal y desplazamientos horizontales, así como las deformaciones en la sección.

En la Figura 33 se presenta, a modo de ejemplo, la curva carga-desplazamiento horizontal de uno de los pórticos analizados. El valor de carga última y de deformación máxima que debemos de considerar en el análisis será el menor entre el punto de carga máxima o el límite CSM anteriormente descrito.

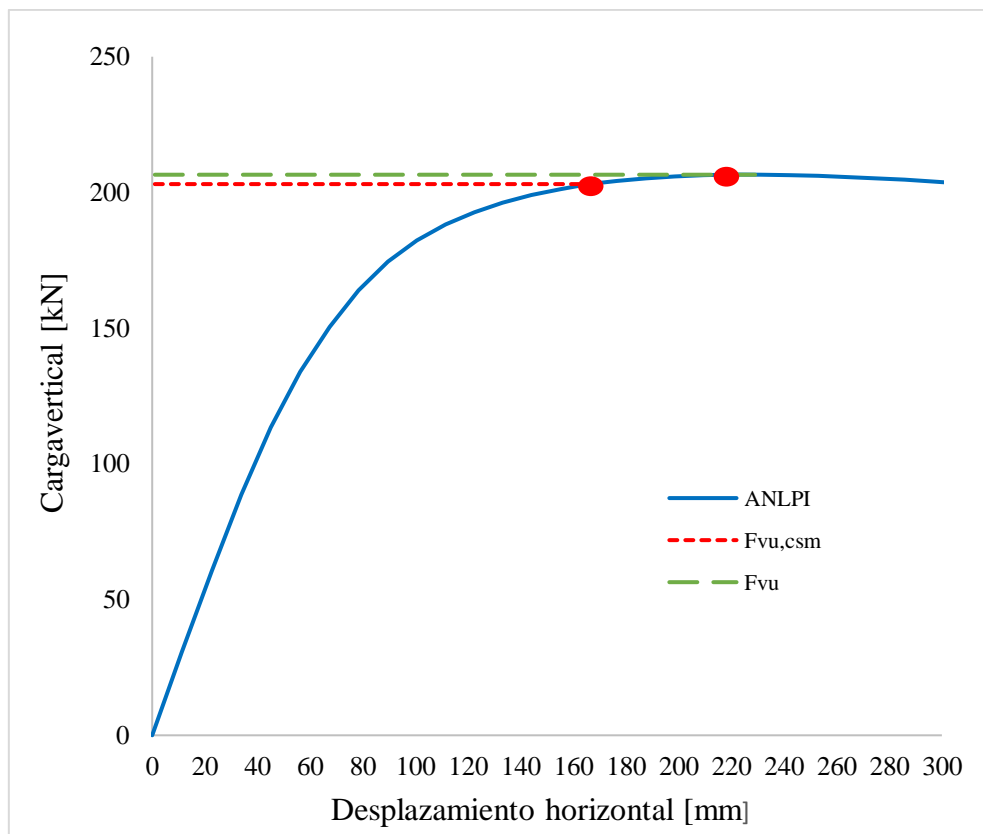


Figura 33 Gráfica carga-desplazamiento de un ANLPI (pórtico SI-3)

A continuación, se describe cómo se obtuvieron los valores de carga última haciendo la comparación entre la carga máxima o el límite de deformación del CSM.

La Tabla 14 muestra los resultados de interés del análisis no lineal plástico con imperfecciones proporcionados por el software Abaqus. Se observan los incrementos de cargas tanto vertical ( $F_v$ ) y horizontal ( $F_h$ ), así como el desplazamiento horizontal ( $\Delta_{H,ANLPI}$ ).

La columna  $\varepsilon_{SP1,Av}/\varepsilon_y$  representa la relación de deformaciones del CSM y el límite elástico en cada incremento de carga para el lado comprimido y  $\varepsilon_{SP5,Av}/\varepsilon_y$  para el lado traccionado en

la sección más solicitada. Para calcular estas relaciones, se realizó una media de las deformaciones numéricas obtenidas de seis nodos, pues seis nodos equivalían a la longitud  $L_{cufsm}$ . Para los pórticos empotrados la sección más solicitada se encontraba en el apoyo izquierdo. Para los pórticos articulados esta sección se situaba en la parte superior de la columna derecha.

Tabla 14 Resultados de análisis ANLP con imperfecciones del pórtico S1-3

ANLP con imperfecciones (pórtico 3)					
$F_V$ (kN)	$F_H$ (kN)	$\Delta_{H,ANLPI}$ (mm)	$\varepsilon_{SP1,Av}/\varepsilon_y$	$\varepsilon_{SP5,Av}/\varepsilon_y$	$\varepsilon_{CSM}/\varepsilon_y$
0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	-
30.6	15.3	11.3	-0.22	0.20	8.71
60.5	30.3	22.6	-0.45	0.41	8.71
88.7	44.4	33.9	-0.69	0.63	8.71
113.4	56.7	45.1	-0.98	0.88	8.71
133.9	66.9	56.3	-1.33	1.18	8.71
150.5	75.2	67.4	-1.72	1.51	8.71
163.9	82.0	78.5	-2.15	1.87	8.71
174.5	87.2	89.5	-2.70	2.31	8.71
182.2	91.1	100.5	-3.37	2.87	8.71
188.1	94.1	111.4	-4.13	3.51	8.71
192.6	96.3	122.3	-4.97	4.25	8.71
196.1	98.1	133.2	-5.87	5.07	8.71
198.9	99.5	144.1	-6.78	5.92	8.71
201.2	100.6	155.0	-7.71	6.80	8.71
203.0	101.5	165.8	-8.63	7.69	8.71
204.3	102.2	176.7	-9.55	8.58	8.71
205.3	102.6	187.6	-10.46	9.47	8.71
205.9	103.0	198.5	-11.36	10.36	8.71
206.3	103.2	209.4	-12.24	11.23	8.71
206.51	103.3	220.3	-13.10	12.10	8.71
206.53	103.3	231.2	-13.95	12.95	8.71
206.4	103.2	242.1	-14.79	13.79	8.71
206.1	103.1	253.0	-15.61	14.61	8.71
205.7	102.9	264.0	-16.42	15.43	8.71
205.2	102.6	274.9	-17.22	16.24	8.71
204.7	102.3	285.8	-18.02	17.03	8.71
204.1	102.0	296.7	-18.80	17.82	8.71
...	...	...	...	...	...

La Tabla 14 representa los valores de carga, desplazamientos y deformaciones obtenidos para el pórtico S1-3 mediante un análisis. El incremento de carga  $F_V=206.53\text{kN}$  (recuadro azul/continuo) es el pico de carga máxima vertical y/o horizontal. Sin embargo, la deformación de la sección es de 13.95 (apoyo izquierdo) y 12.95 (apoyo derecho), por lo que está excediendo el valor límite obtenido por el CSM que es de 8.71. Por tanto, en este caso la carga vertical máxima que soporta el pórtico es **203.1kN**, carga obtenida de una interpolación lineal de los valores del recuadro rojo/discontinuo. (ver figura Figura 33).

Este procedimiento se realizó en los doce pórticos. En algunos se obtuvieron cargas últimas limitadas por el CSM y otras por el rango elástico. Por ejemplo, en el caso del pórtico S1-4, la carga última vertical está definida por el incremento de carga  $F_V=310.9\text{kN}$  (recuadro azul/continuo Tabla 15) con una deformación relativa en la sección de 1.59 y 1.12 por lo que aún no se alcanza el límite de deformación del CSM siendo 8.71 (recuadro rojo/discontinuo Tabla 15). Por lo tanto, la carga última del pórtico es **310.9kN**.

Tabla 15 Resultados de análisis ANLP con imperfecciones del pórtico S1-4

ANLP con imperfecciones (pórtico 4)						
$F_V$ (kN)	$F_H$ (kN)	$\Delta_{H,ANLPI}$ (mm)	$\varepsilon_{SP1,Av}/\varepsilon_y$	$\varepsilon_{SP5,Av}/\varepsilon_y$	$\varepsilon_{CSM}/\varepsilon_y$	
0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	-	
29.5	1.5	5.5	-0.05	0.03	8.71	
56.1	2.8	11.0	-0.10	0.05	8.71	
...	...	...	...	...	...	...
310.3	15.5	160.1	-1.46	1.02	8.71	
310.7	15.5	165.6	-1.53	1.07	8.71	
310.9	15.5	171.1	-1.59	1.12	8.71	
310.8	15.5	176.6	-1.66	1.16	8.71	
310.5	15.5	182.2	-1.73	1.21	8.71	
...	...	...	...	...	...	...
216.6	10.8	475.2	-8.22	6.17	8.71	
215.0	10.7	480.7	-8.37	6.31	8.71	
213.4	10.7	486.2	-8.52	6.46	8.71	
211.8	10.6	491.7	-8.67	6.61	8.71	
210.2	10.5	497.2	-8.83	6.76	8.71	
208.6	10.4	502.7	-8.99	6.92	8.71	
207.1	10.4	508.2	-9.14	7.07	8.71	
205.6	10.3	513.7	-9.30	7.23	8.71	
204.1	10.2	519.2	-9.46	7.39	8.71	
202.6	10.1	524.6	-9.61	7.55	8.71	
201.1	10.1	530.1	-9.77	7.71	8.71	

La Tabla 16 muestra la geometría de los pórticos con las condiciones de contorno, así como las cargas últimas de la estructura, tanto vertical ( $F_{u,v}$ ) como horizontal ( $F_{u,h}$ ), obtenidas mediante un análisis ANLPI con deformaciones limitadas por CSM.

*Tabla 16 Resumen de cargas últimas ANLPI*

Pórtico	H (mm)	L (mm)	$F_{U,V}$ (kN)	$F_{U,H}$ (kN)	$F_{U,H}/F_{U,V}$	Condición de contorno
S1-1	4000	2000	869.38	43.47	0.05	Empotrado
S1-2	4000	2000	408.66	81.73	0.20	Empotrado
S1-3	4000	2000	203.07	101.54	0.50	Empotrado
S1-4	4000	2000	310.89	15.54	0.05	Apoyado
S1-5	4000	2000	165.37	33.07	0.20	Apoyado
S1-6	4000	2000	90.24	45.12	0.50	Apoyado
S1-7	2000	2000	941.93	47.10	0.05	Empotrado
S1-8	2000	2000	434.42	86.88	0.20	Empotrado
S1-9	2000	2000	213.64	106.82	0.50	Empotrado
S1-10	2000	2000	357.42	17.87	0.05	Apoyado
S1-11	2000	2000	180.74	36.15	0.20	Apoyado
S1-12	2000	2000	95.21	47.60	0.50	Apoyado

#### 6.1.4 Resultados de análisis lineal elástico y plástico.

El objetivo del análisis lineal elástico y plástico fue obtener los desplazamientos horizontales del pórtico para las cargas últimas obtenidas anteriormente y así calcular la reducción de la rigidez debido a la no linealidad del material. (ver Figura 14)

Se realizó un análisis lineal plástico que permitió obtener los incrementos de carga con sus respectivos desplazamientos horizontales. Conociendo la pendiente inicial, el desplazamiento elástico se obtuvo con una relación de proporcionalidad.

En la Tabla 17 se muestran los incrementos de cargas verticales y horizontales, así como los desplazamientos horizontales en el hombro superior derecho del pórtico S1-3. La carga máxima vertical de la estructura obtenida del ANLPI es de  $F_{U,V} = 203.07 \text{ kN}$  así que el desplazamiento horizontal del análisis lineal plástico ( $\Delta_{H,ALP}$ ) para esta carga máxima se obtuvo mediante una interpolación lineal de los valores señalados en el recuadro rojo/discontinuo.

Tabla 17 Resultados de análisis ALP del pórtico S1-3

ALP (pórtico 3)		
$F_V$ (kN)	$F_H$ (kN)	$\Delta_{H,ALP}$ (mm)
0.0	0.0	0.0
31.0	15.5	11.3
61.9	31.0	22.6
91.8	45.9	33.9
118.5	59.3	45.1
141.3	70.7	56.3
160.5	80.2	67.4
176.5	88.3	78.6
189.5	94.8	89.6
199.8	99.9	100.7
208.1	104.1	111.6
215.0	107.5	122.6
220.9	110.5	133.5
226.1	113.0	144.5
...	...	...

Una vez que se obtuvieron los desplazamientos horizontales para la carga última de los análisis ALP y ALE, se calculó la relación de rigideces  $K_s/K = \Delta_{H,ALE} / \Delta_{H,ALP}$ .

A continuación, se muestra una tabla resumen de los desplazamientos horizontales y la relación de pérdida de rigidez debido a la no linealidad del material.

Tabla 18 Resumen de resultados de desplazamientos en ALP y ALE

Pórtico	H (mm)	L (mm)	$F_{U,V}$ (kN)	$\Delta_{H,ALP}$ (mm)	$\Delta_{H,ALE}$ (mm)	$K_s/K$	Condición de contorno
S1-1	4000	2000	869.38	37.3	34.1	0.91	Empotrado
S1-2	4000	2000	408.66	72.7	61.4	0.84	Empotrado
S1-3	4000	2000	203.07	105	75	0.71	Empotrado
S1-4	4000	2000	310.89	55	54.9	1.00	Apoyado
S1-5	4000	2000	165.37	115.5	109.9	0.95	Apoyado
S1-6	4000	2000	90.24	175.9	148	0.84	Apoyado
S1-7	2000	2000	941.93	34.3	30.5	0.89	Empotrado
S1-8	2000	2000	434.42	64.8	53	0.82	Empotrado
S1-9	2000	2000	213.64	92.9	64.9	0.70	Empotrado
S1-10	2000	2000	357.42	48.2	47.9	0.99	Apoyado
S1-11	2000	2000	180.74	98.5	91.1	0.92	Apoyado
S1-12	2000	2000	95.21	146.4	118.4	0.81	Apoyado

### 6.1.5 Resultados de factores de amplificación de esfuerzos

En este apartado se explica el procedimiento cómo se obtuvieron los siguientes factores de amplificación de fuerzas.

- El factor de amplificación  $K_{amp}$  (EN 1991-1) que no contempla la pérdida de rigidez del acero inoxidable.
- $K_{amp,mod}$  (Walport et al., 2018) que utiliza el factor de carga crítica de inestabilidad modificado  $\alpha_{cr,mod}$  teniendo en cuenta la no linealidad del acero inoxidable con el factor  $0.8 K_s/K$ .
- Factor de amplificación experimental ( $K_{amp,exp}$ ), cuyo objetivo fue representar de manera exacta la no linealidad del material para perfiles tubulares rectangulares de tipo austenítico.

Los factores críticos de inestabilidad finales de la estructura  $\alpha_{cr}$  se calcularon con la (Ec. 34) y el factor de amplificación de esfuerzos  $K_{amp}$ , (Merchant, 1954) con la ecuación (Ec. 23).

En la Tabla 19 se muestran los resultados del factor  $K_{amp}$  por el que se tiene que multiplicar la fuerza horizontal para tener en cuenta los efectos de segundo orden establecido en EN 1993-1-1.

Tabla 19 Resultados de factor de amplificación  $K_{amp}$  (EN 1993-1-1, 2015)

Pórtico	H (mm)	L (mm)	$\alpha_{cr, inest}$	$F_{U,V}$ (kN)	$F_{apl}$ (kN)	$\alpha_{cr}$	$K_{amp}$
S1-1	4000	2000	15.89	869.38	155.00	2.83	1.55
S1-2	4000	2000	16.17	408.66	155.00	6.13	1.19
S1-3	4000	2000	16.65	203.07	155.00	12.71	1.09
S1-4	4000	2000	3.77	310.89	155.00	1.88	2.14
S1-5	4000	2000	3.80	165.37	155.00	3.56	1.39
S1-6	4000	2000	3.83	90.24	155.00	6.58	1.18
S1-7	2000	2000	19.13	941.93	155.00	3.15	1.47
S1-8	2000	2000	19.19	434.42	155.00	6.85	1.17
S1-9	2000	2000	19.27	213.64	155.00	13.98	1.08
S1-10	2000	2000	4.78	357.42	155.00	2.07	1.93
S1-11	2000	2000	4.78	180.74	155.00	4.10	1.32
S1-12	2000	2000	4.73	95.21	155.00	7.70	1.15

La Figura 34 representa que el factor de amplificación  $K_{amp}$  no tiene en cuenta la pérdida de rigidez del material. El análisis lineal plástico afectado por el factor de amplificación (ALP+ $K_{amp}$ ) no es lo suficientemente grande para representar la no linealidad del material.

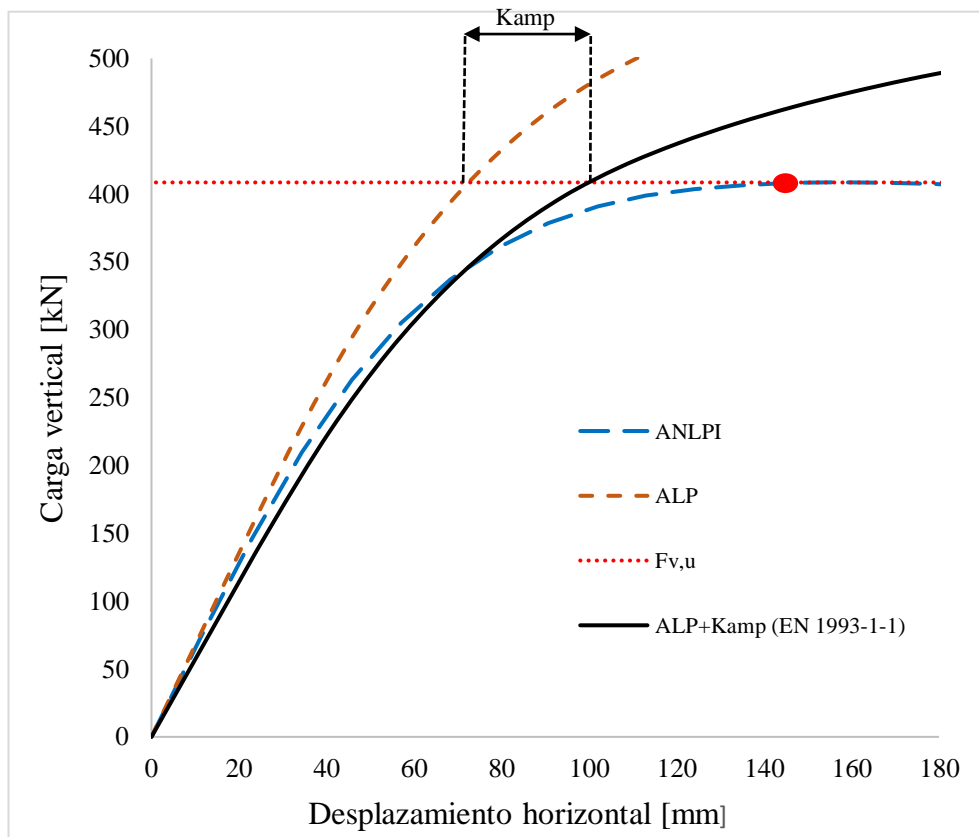


Figura 34 Representación del factor de amplificación  $K_{amp}$  (pórtico SI-2)

Posteriormente, para tener en cuenta los efectos de la no linealidad del material, se obtuvo el factor crítico de inestabilidad modificado  $\alpha_{cr,mod}$  (Ec. 32) y el factor de amplificación modificado  $K_{amp,mod}$  (Ec. 31). Se muestran los resultados en la Tabla 20.



Tabla 20 Resultados de factor de amplificación  $K_{amp, mod}$  (Walport, Gardner, Real, Arrayago, & Nethercot, 2018, págs. 176-179).

Pórtico	H (mm)	L (mm)	$\alpha_{cr}$	$K_S/K$	$C_{mod}$	$\alpha_{cr,mod}$	$K_{amp,mod}$
S1-1	4000	2000	2.83	0.91	0.80	2.07	1.93
S1-2	4000	2000	6.13	0.84	0.80	4.14	1.32
S1-3	4000	2000	12.71	0.71	0.80	7.26	1.16
S1-4	4000	2000	1.88	1.00	0.80	1.50	2.99
S1-5	4000	2000	3.56	0.95	0.80	2.71	1.59
S1-6	4000	2000	6.58	0.84	0.80	4.43	1.29
S1-7	2000	2000	3.15	0.89	0.80	2.24	1.80
S1-8	2000	2000	6.85	0.82	0.80	4.48	1.29
S1-9	2000	2000	13.98	0.70	0.80	7.81	1.15
S1-10	2000	2000	2.07	0.99	0.80	1.65	2.54
S1-11	2000	2000	4.10	0.92	0.80	3.03	1.49
S1-12	2000	2000	7.70	0.81	0.80	4.98	1.25

Al tener en cuenta el efecto de la no linealidad del material, se observa en la Figura 35, como el valor de la carga máxima vertical (punto rojo) se aproxima más al análisis lineal plástico afectado por  $K_{amp,mod}$ .

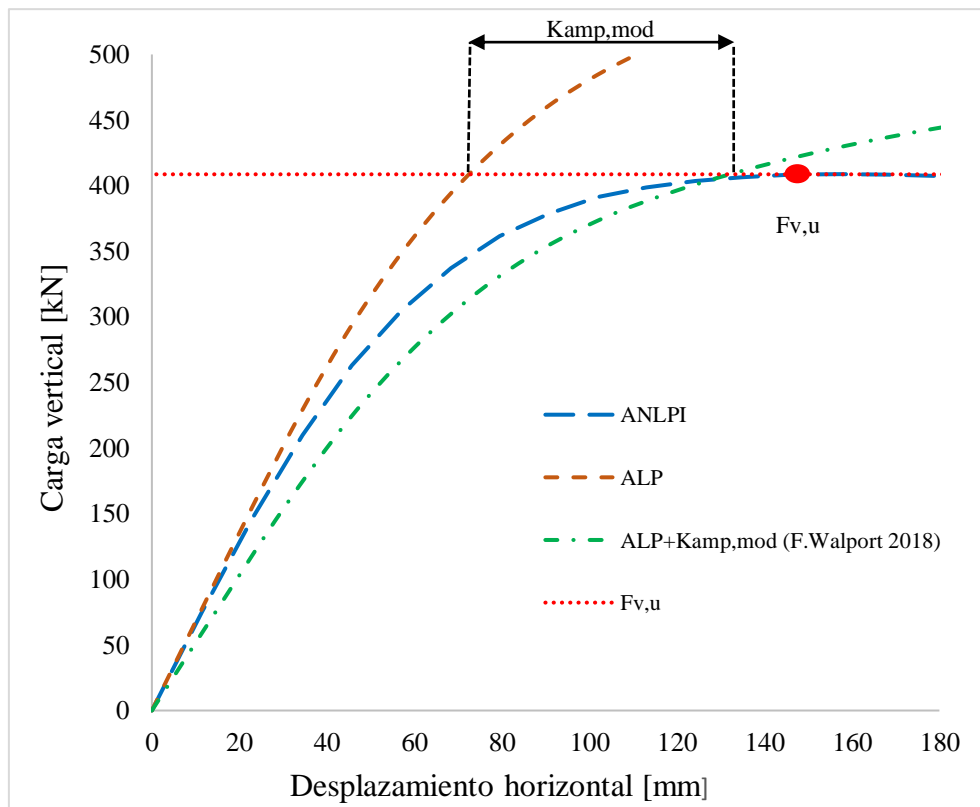


Figura 35 Representación del factor de amplificación  $K_{amp, mod}$  (pórtico S1-2)

Por último, se obtuvo el factor  $K_{amp,exp}$ , de manera iterativa hasta lograr que el valor máximo de la carga vertical del análisis no lineal plástico con imperfecciones (ANLPI) coincidiera con el análisis lineal plástico afectado por el factor  $K_{amp,exp}$  (ALP+ $K_{amp,exp}$ ).

*Tabla 21 Resultados de factor de amplificación  $K_{amp,exp}$*

Pórtico	H (mm)	L (mm)	$\alpha_{cr}$	$K_s/K$	$\alpha_{cr,mod}$	$K_{amp,ex}$
S1-1	4000	2000	2.83	0.91	2.07	1.98
S1-2	4000	2000	6.13	0.84	4.14	1.38
S1-3	4000	2000	12.71	0.71	7.26	1.16
S1-4	4000	2000	1.88	1.00	1.50	2.79
S1-5	4000	2000	3.56	0.95	2.71	1.66
S1-6	4000	2000	6.58	0.84	4.43	1.32
S1-7	2000	2000	3.15	0.89	2.24	1.85
S1-8	2000	2000	6.85	0.82	4.48	1.33
S1-9	2000	2000	13.98	0.70	7.81	1.15
S1-10	2000	2000	2.07	0.99	1.65	2.50
S1-11	2000	2000	4.10	0.92	3.03	1.54
S1-12	2000	2000	7.70	0.81	4.98	1.25

En la Figura 36 se muestra la intersección del ALP+ $K_{amp,exp}$  con la carga vertical última, es decir, representa el valor correcto de la amplificación de fuerzas para tomar en cuenta los efectos de segundo orden y del material.

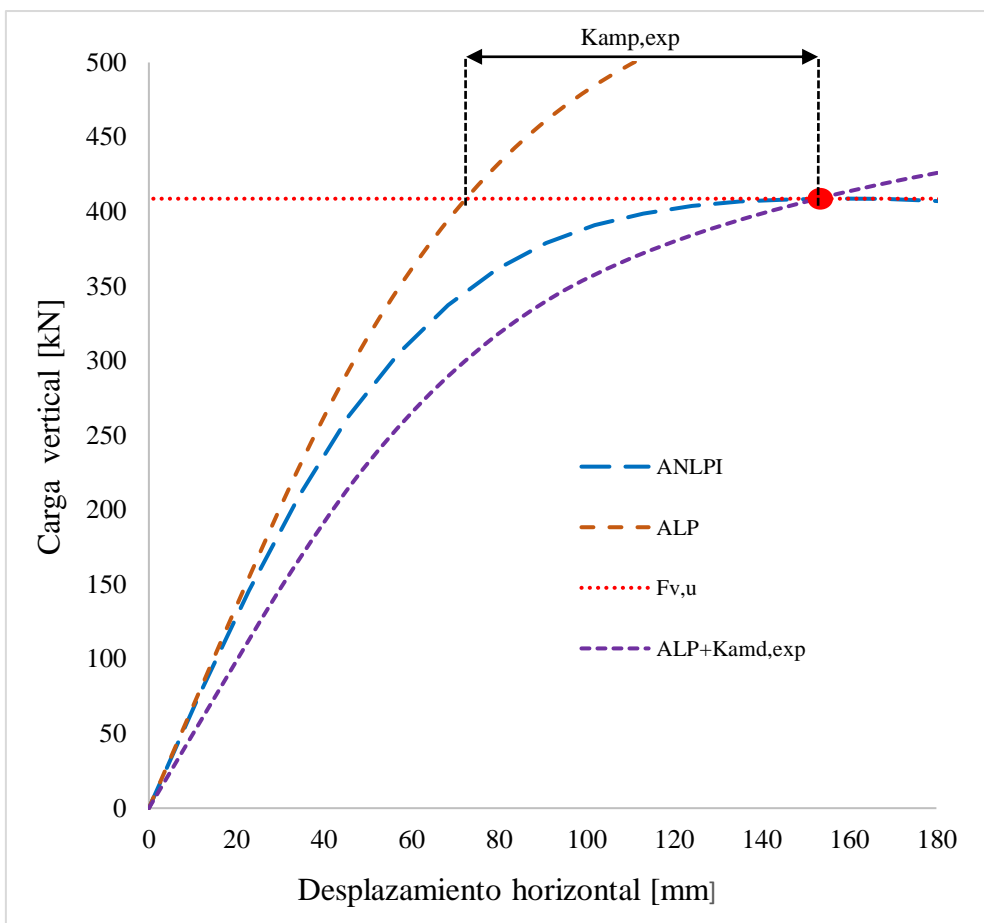


Figura 36 Representación del factor de amplificación  $K_{amp,exp}$  (pórtico SI-2)

## 6.2 Discusión de los resultados

La Figura 37 representa los distintos análisis realizados. Se observa como la influencia de la amplificación de fuerzas en los análisis lineales plásticos representan cada vez mejor el comportamiento no lineal del material.  $K_{amp}$  establecida en el EC3, no tiene en cuenta la pérdida de rigideces debido al material no lineal, por lo que este factor no satisface el comportamiento real. En cambio, el mismo análisis, pero con las fuerzas horizontales mayores por los factores  $K_{amp,mod}$  y  $K_{amp,exp}$  se asemeja más al comportamiento real de la estructura.

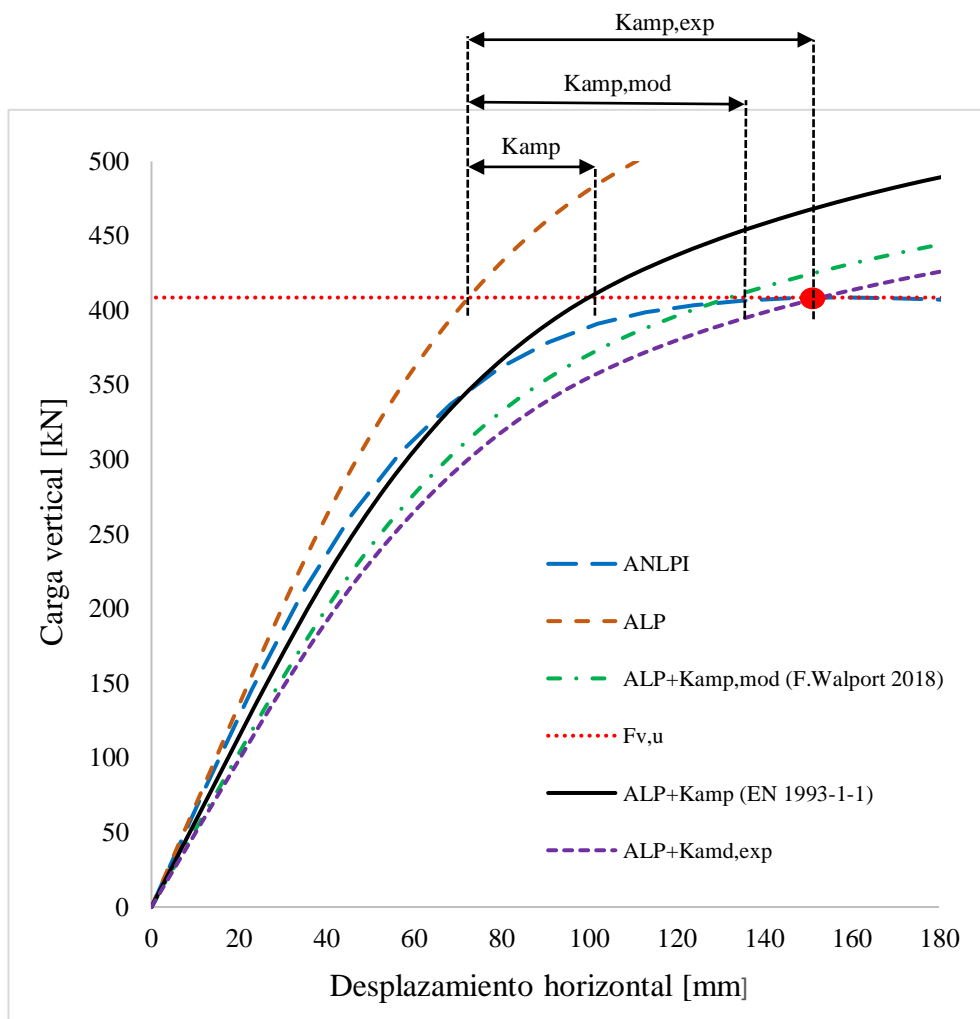


Figura 37 Representación de los distintos factores de amplificación de fuerzas (pórtico S1-2)

La Tabla 22 muestra los resultados finales de interés obtenidos del estudio de los doce pórticos. Se observa que los valores de los factores de amplificación de fuerzas  $K_{amp,mod}$  y  $K_{amp,exp}$  son muy semejantes, aunque al estudiar los errores cometidos, se obtiene un error promedio del 2.3%. Esto quiere decir que el factor de reducción por la no linealidad del material  $0.8 K_s/K$  funciona para perfiles de acero inoxidable tipo I, pero podría ajustarse más para perfiles tubulares cuadrados. También se observa que los pórticos S1-1, S1-4 y S1-10, son muy traslacionales, con un  $K_s/K \approx 1$ , y por tanto pueden fallar en el rango elástico. Además, en estos tres casos el  $\alpha_{cr} \leq 3$  y es necesario realizar un análisis no lineal geométrico.

Tabla 22 Resumen de resultados de los análisis y resultados generales de los pórticos de acero inoxidable austenítico

Pórtico	H (mm)	L (mm)	FV/FH	C. contorno	$F_{U,V}$ (kN)	$\alpha_{cr}$	$K_{amp,}$	$K_s/K$	$C_{mod}$	$\alpha_{cr,mod}$	$K_{amp,mod}$	$K_{amp,exp}$	Error %
S1-1	4000	2000	20	Empotrado	869.38	<b>2.83</b>	1.55	<b>0.91</b>	0.80	2.07	1.93	1.98	2.4
S1-2	4000	2000	5	Empotrado	408.66	6.13	1.19	0.84	0.80	4.14	1.32	1.38	4.5
S1-3	4000	2000	2	Empotrado	203.07	12.71	1.09	0.71	0.80	7.26	1.16	1.16	0.0
S1-4	4000	2000	20	Apoyado	310.89	<b>1.88</b>	2.14	<b>1.00</b>	0.80	1.50	3.00	2.79	-7.2
S1-5	4000	2000	5	Apoyado	165.37	3.56	1.39	0.95	0.80	2.71	1.58	1.66	4.7
S1-6	4000	2000	2	Apoyado	90.24	6.58	1.18	0.84	0.80	4.43	1.29	1.32	2.4
S1-7	2000	2000	20	Empotrado	941.93	3.15	1.47	0.89	0.80	2.24	1.81	1.85	2.1
S1-8	2000	2000	5	Empotrado	434.42	6.85	1.17	0.82	0.80	4.48	1.29	1.33	3.2
S1-9	2000	2000	2	Empotrado	213.64	13.98	1.08	0.70	0.80	7.81	1.15	1.15	0.2
S1-10	2000	2000	20	Apoyado	357.42	<b>2.07</b>	1.93	<b>0.99</b>	0.80	1.65	2.54	2.50	-1.9
S1-11	2000	2000	5	Apoyado	180.74	4.10	1.32	0.92	0.80	3.03	1.49	1.54	3.3
S1-12	2000	2000	2	Apoyado	95.21	7.70	1.15	0.81	0.80	4.98	1.25	1.25	0.0

Al considerar un análisis lineal plástico, pero con un factor crítico de inestabilidad, como lo propone EC3, se está de lado de la inseguridad, ya que el factor de amplificación de fuerzas no logra representar la no linealidad del material como se muestra en la Figura 38.

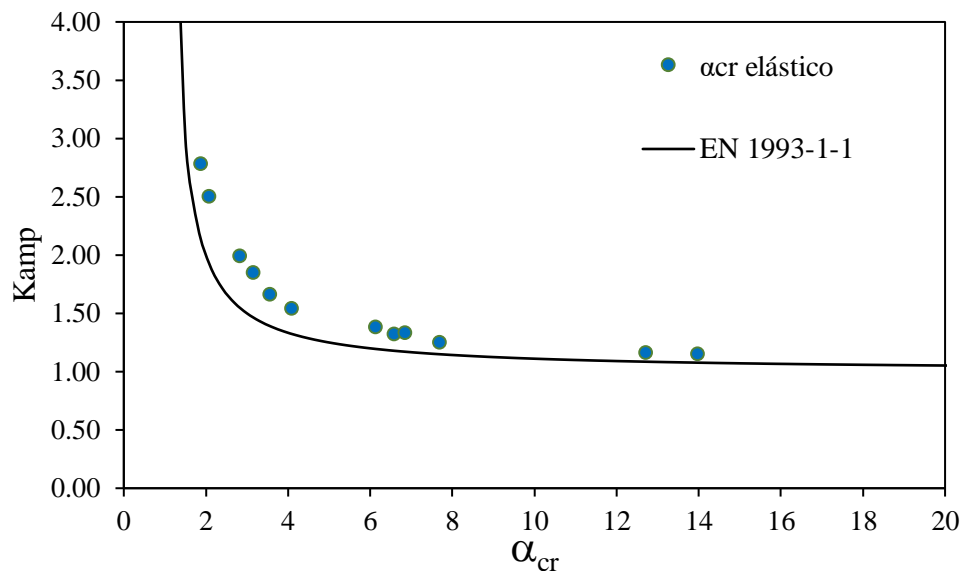


Figura 38 Relación del factor de amplificación de cargas  $K_{amp,exp}$  con el factor crítico de inestabilidad elástico  $\alpha_{cr}$

Con la propuesta del coeficiente  $0.8 K_s/K$  (para perfiles en I), se observa que los resultados del análisis lineal plástico se aproximan al comportamiento real de los pórticos estudiados.

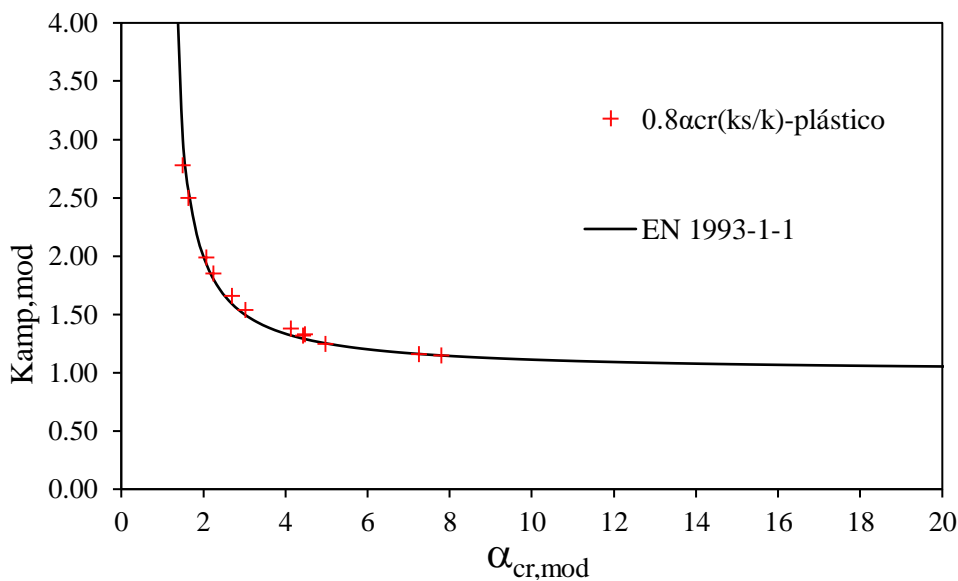


Figura 39 Relación del factor de amplificación de cargas  $K_{amp,exp}$  con el factor crítico de inestabilidad plástico  $\alpha_{cr,mod}$  (Walport et al., 2018)

Con lo observado en la Figura 39, se deduce que el factor de corrección  $0.8 K_s/K$  podría ajustarse debido a que los valores aún quedan ligeramente por arriba de la curva propuesta en EN1993-1-1 (2015). Para la obtención del nuevo factor de corrección, se realizó un despeje del valor  $C_{exp}$  (Ec. 36) para tener el valor exacto del coeficiente que se ajuste a la curva y posteriormente realizar un promedio.

$$C_{exp} = \frac{1}{\left(1 - \frac{1}{K_{amp,exp}}\right) * \alpha_{cr} * K_s/K} \quad (Ec. 36)$$

Tabla 23 Valores del coeficiente  $C_{req}$

Pórtico	H (mm)	L (mm)	FV/FH	C. contorno	$F_{U,V}$ (kN)	$\alpha_{cr}$	$K_s/K$	$C_{exp}$	$K_{amp,exp}$
S1-1	4000	2000	20	Empotrado	869.38	2.83	0.91	0.78	1.98
S1-2	4000	2000	5	Empotrado	408.66	6.13	0.84	0.70	1.38
S1-3	4000	2000	2	Empotrado	203.07	12.71	0.71	0.80	1.16
S1-4	4000	2000	20	Apoyado	310.89	1.88	1.00	0.83	2.79
S1-5	4000	2000	5	Apoyado	165.37	3.56	0.95	0.74	1.66
S1-6	4000	2000	2	Apoyado	90.24	6.58	0.84	0.74	1.32
S1-7	2000	2000	20	Empotrado	941.93	3.15	0.89	0.78	1.85
S1-8	2000	2000	5	Empotrado	434.42	6.85	0.82	0.72	1.33
S1-9	2000	2000	2	Empotrado	213.64	13.98	0.70	0.79	1.15
S1-10	2000	2000	20	Apoyado	357.42	2.07	0.99	0.81	2.50
S1-11	2000	2000	5	Apoyado	180.74	4.10	0.92	0.75	1.54
S1-12	2000	2000	2	Apoyado	95.21	7.70	0.81	0.80	1.25

De la Tabla 23 se obtuvo el promedio de  $C_{exp}$  siendo **0.77**, debido a que no se puede tener un factor único para cada pórtico, este valor se ajusta a **0.75** quedando de lado de la seguridad. Por lo tanto, para pórticos austeníticos de sección tubular rectangular se propone que un factor de reducción de **0.75  $K_s/K$**  sería más adecuado. Con lo antes mencionado, se propone la Ec 35 y Ec 36 para ampliar las fuerzas horizontales y así tener en cuenta los efectos de segundo orden en análisis lineales plásticos:

$$k_{amp,exp} = \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr,exp}}} \text{ para perfiles tubulares rectangulares} \quad (Ec. 37)$$

$$\alpha_{cr,exp} = 0.75 \frac{k_s}{k} \alpha_{cr} \text{ para perfiles tubulares rectangulares} \quad (Ec. 38)$$

Con esta adecuación, se representa de menor manera el comportamiento de los pórticos estudiados, tal y como refleja la Figura 40, donde todos los casos estudiados están por debajo de la curva y por tanto del lado de la seguridad.

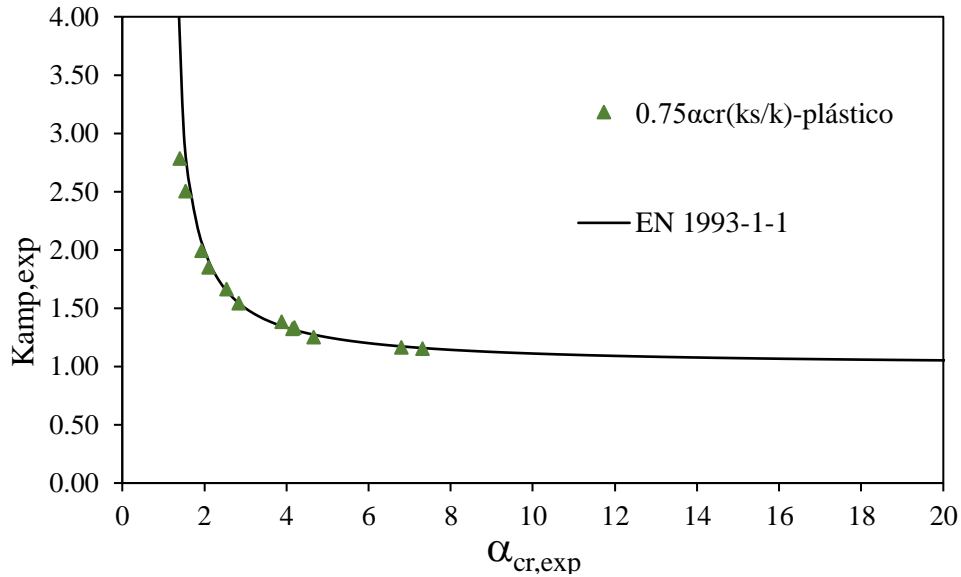


Figura 40 Relación del factor de amplificación de cargas  $K_{amp,exp}$  con el factor crítico de inestabilidad plástico  $\alpha_{cr,exp}$  obtenido en el presente estudio

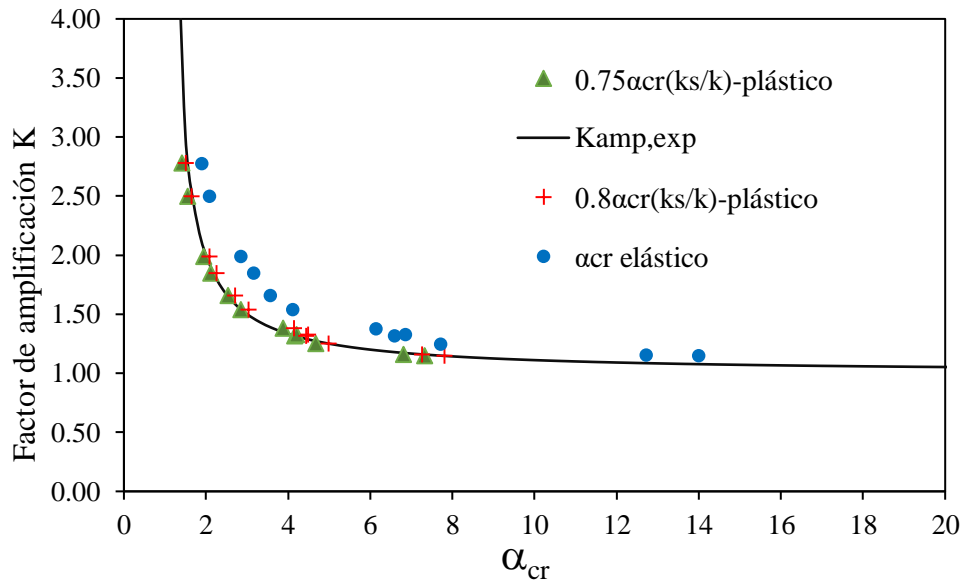


Figura 41 Comparación del factor  $K_{amp}$ ,  $K_{amp,mod}$  y  $K_{amp,exp}$



## **7 CONCLUSIONES**

Al analizar y diseñar una estructura es importante cumplir los criterios que establecen las normativas para tener como resultado un diseño seguro y óptimo. Las normativas del acero inoxidable estructural no están optimizadas en cuanto al diseño global de la estructura. Como consecuencia, a pesar de las ventajas ambientales y mecánicas del acero inoxidable estructural, diseños poco eficientes no lo hacen un material económicamente competitivo frente al acero al carbono. Para lograrlo, es necesario conocer y estudiar el comportamiento de las estructuras de acero inoxidable.

La versión vigente de la norma europea para el diseño estructural de acero inoxidable EN1993-1-4, basada en la de acero al carbono EN1993-1-1, establece distintos métodos de análisis global de estructuras que dependen de la traslacionalidad de las mismas. Uno de estos métodos simplificados consiste en un análisis en primer orden amplificando las cargas horizontales por un factor llamado *Kamp*.

Del análisis de resultados obtenidos se observa que el factor de amplificación de fuerzas (*Kamp*) sirve para contemplar los efectos de segundo orden, sin embargo, no tiene en cuenta el efecto de la no linealidad del material.

En el caso del análisis de estabilidad de los pórticos de acero inoxidable austenítico, se demuestra que el contemplar el efecto de la no linealidad del material es de suma importancia, ya que los efectos de segundo orden incrementan de manera considerable a medida que el material pierde rigidez.

En un estudio reciente llevado a cabo por Walport et al. (2018) se propone un factor de corrección al valor del factor crítico de inestabilidad para contemplar la pérdida de rigidez del acero inoxidable, no obstante, éste estudio fue realizado para pórticos con secciones en I por lo que se comprobó que para los casos de secciones tubulares rectangulares, es necesario ajustar este coeficiente.

El factor de reducción propuesto en este Trabajo para tener en cuenta la pérdida de rigidez del material para los efectos de segundo orden y diseñar pórticos de acero inoxidable austenítico de sección tubular rectangular clase 1 seguros viene definido en las ecuaciones (Ec. 39) y (Ec. 40):

$$k_{amp,exp} = \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr,exp}}} \text{ para perfiles tubulares rectangulares} \quad (\text{Ec. 39})$$

$$\alpha_{cr,exp} = 0.75 \frac{kS}{k} \alpha_{cr} \text{ para perfiles tubulares rectangulares} \quad (\text{Ec. 40})$$

## **7.1 Futuros estudios**

En la realización del estudio se han observado posibles líneas de investigación a realizar y que en este Trabajo no ha sido posible adentrarse a ello. En este apartado se describen algunos de los temas que permitirían un estudio mas general sobre el comportamiento del acero inoxidable en estructuras.

Se propone realizar estudios semejantes a los realizados en este trabajo pero con secciones transversales distintas, disposiciones de carga diferentes y otras clases de sección para ampliar el rango de resultados y así, ver si el acero inoxidable austenítico tiende al mismo comportamiento para las nuevas características y geometrías que se utilicen.

Por otro lado, el presente estudio se realizó con acero inoxidable tipo austenítico, por esta razón, se incita a realizar un estudio detallado del comportamiento de pórticos para acero inoxidable tipo austenítico y ferrítico, para así, ver de que manera afecta la no linealidad del material en el comportamiento de inestabilidad de pórticos y compararlos con el acero tipo austenítico.

## **8 BIBLIOGRAFÍA**

- Abaqus. (2012). *Abaqus/Standard user's manual volumes I-III and ABAQUS CAE manual*. Pawtucket, USA: Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc.
- Afshan, S., & Gardner, L. (2013). The continuous strength method for structural stainless steel design. *Thin-Walled Structures*, 42-49.
- Arrayago, I. (2011). *Comportamiento estructural de vigas de acero inoxidable ferrítico frente a cargas concentradas*. Barcelona: Universitat Politècnica de Catalunya.
- Arrayago, I., Real, E., & Gardner, L. (2015). Description of stress–strain curves for stainless steel alloys. *Materials & design*.
- Arrayago, I., Real, E., & Mirambell, E. (2019). PRELIMINARY STUDY AND TESTS ARRANGEMENTS FOR EXPERIMENTAL PROGRAMME ON STAINLESS STEEL FRAMES. *9th International Conference on Steel and Aluminium Structures (ICSAS19)*.
- Cruise, R., & Gardner, L. (2008). Strength enhancements induced during cold forming of stainless steel sections. *J. Constr. Steel Res*, 1310-1316.
- Euro Inox . (2017). *Manual de Diseño para Acero Inoxidable Estructural*.
- European Committee for Standardization Eurocode 3. (2006). *Design of steel structures. Part 1-4: General rules. Supplementary rules for stainless steels*. Brussels, Belgium.
- Gardner, L., & Ashraf, M. (2006). Structural design for non-linear metallic materials. *Engineering Structures*.
- Li, Z., & Schafer, B. (2010). Buckling analysis of cold-formed steel members with general boundary conditions using CUFSM: conventional and constrained finite strip methods. *Conf. on Cold-Formed Steel Structures, St. Louis*.
- Merchant, W. (1954). The failure load of rigid jointed frameworks as influenced by stability. *Struct.ENG*, 185-190.
- Mirambell, E., & Real, E. (2000). On the calculation of deflections in structural. *Journal of Constructional Steel Research stainless steel beams: an experimental and numerical investigation*.

- Pla Serra, O. (2009). Análisis global de pórticos de acero. Estabilidad y efectos de segundo orden. *Tesina de especialidad, Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona, Universitat Politècnica de Catalunya.*
- Ramberg, W., & Osgood, W. R. (1943). *Technical Note No. 902 Description of stress-strain by curves by three parameters.* Washington: USA: National Advisory Committee for Aeronautics.
- Rasmussen, K. J. (2003). Full-range stress–strain curves for stainless steel alloys. *Journal of Constructional Steel Research.*
- Standardization, E. C. (2015). *European Committee for Standardization Eurocode 3. Design of steel structures. Part 1-4: General rules. Supplementary rules for stainless steel.* Brussels, Belgium.
- Standardization., E. C. (2015). *EN 1993-1-1. European Committee for Standardization Eurocode 3. Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings.* Brussels, Belgium.
- Teng, J. G., Quach, W. M., & Chung, K. F. (2008). Three-Stage Full-Range Stress-Strain Model for Stainless Steels. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 1518-1527.
- Walport, F., Gardner, L., Real, E., Arrayago, I., & Nethercot, D. (2018). Effects of material nonlinearity on the global analysis and stability of stainless steel frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 174-182.