

Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas
Facultad de Construcciones
Departamento de Ingeniería Civil



Modelación y análisis de una base de columna rígida mediante el MEF. (Abaqus/Cae versión 6.14)

Trabajo de diploma presentado en opción al Título de Ingeniero Civil

Autor: Rolando Alberto Sarduy Cazorla.
Tutor: Dr. Ing. Civil. Santiago V. Sánchez Pérez

Santa Clara
2017

PENSAMIENTO

***IMAGINATION IS MORE IMPORTANT THAN KNOWLEDGE.
KNOWLEDGE IS LIMITED;
IMAGINATION ENCIRCLES THE WORLD.***

Albert Einstein.

DEDICATORIA

A mis padres y a mi hermano, porque sin su apoyo no habría sido posible llegar hasta aquí.

AGRADECIMIENTOS

A mis padres, a mi hermano por estar siempre a mi lado alentándome cuando lo necesito. Porque su sueño es verme convertido en un profesional.

A toda mi familia, mis tías y tíos, a mis abuelos por el apoyo brindado en mis días de estudiante.

A mi novia por su paciencia y apoyo para la realización de este trabajo.

A mi tutor Santiago por proponerme este trabajo de diploma y estar siempre ahí cuando lo necesite, por su ayuda e interés en el desarrollo del trabajo.

A Daniel que me ayudo con el trabajo en Abaqus y siempre estuvo dispuesto ayudarme

A todos mis amigos y compañeros de carrera, a Curbelo, Alexis, Félix Daniel por su ayuda en la confección de este trabajo.

A los profesores de la Facultad de Construcciones que de una forma u otra contribuyeron a mi formación como ingeniero civil.

RESUMEN

En el presente trabajo se lleva a cabo el estudio del comportamiento de una unión base de columna rígida. Para ello se empleará software Abaqus/Cae (versión 6.14) el cual tiene implementado el método de los elementos finitos (MEF). Además se realiza una revisión bibliográfica de los diferentes estudios teóricos experimentales y numéricos realizados tanto nacional como internacional en esta materia. Que son el punto de partida para la definición de: el tipo de modelo constitutivo del material a utilizar, los diferentes tipos de contacto entre las partes del modelo, y el tipo de elemento finito entre otros.

En la confección del espécimen virtual, se plantean bases metodológicas para la modelación numérica de este tipo de unión, ejemplificándose: la modelación de la geometría, de las cargas, de las condiciones de apoyo y las de borde o frontera de los modelos. Una vez ya obtenidos los resultado de los modelos es posible comprender entonces el comportamiento tenso-deformacional que ocurren en el interior de las partes componentes de los especímenes con la ayuda de los gráfico policromáticos que el software facilita. También se pudo conocer la influencia de las distintas variable que intervienen en la modelación (excentricidad de la carga, espesor de la placa y la resistencia del hormigón).

Palabras claves: Tensiones, deformación, momento rotacional.

ABSTRACT

In the present work the behavior of a rigid column base union is studied. For this purpose Abaqus / Cae (version 6.14) software will be used, which has the finite element method (MEF). In addition, a bibliographic review of the different experimental and numerical studies carried out both nationally and internationally in this field is carried out. Which are the starting point for the definition of: the type of constitutive model of the material to be used, the different types of contact between the parts of the model, and the type of finite element among others.

In the creation of the virtual specimen, methodological bases are proposed for the numerical modeling of this type of union, exemplifying: the modeling of the geometry, the loads, the conditions of support and the boundaries of the models. Once the results of the models have been obtained, it is possible to understand the tenso-deformational behavior occurring inside the component parts of the specimens with the help of the polychromatic graphs facilitated by software. It was also possible to know the influence of the different variables that intervene in the modeling (load eccentricity, plate thickness and concrete strength).

Keywords: Tensions, deformation, rotational moment.

ÍNDICE

Introducción:.....	1
Capítulo I: Estado del conocimiento sobre la experimentación, modelación y cálculo de la capacidad resistente de uniones de placas bases.....	10
1.1. Introducción.....	10
1.2. Ensayos aplicados a bases de columnas	14
1.2.1. Antecedentes y evolución histórica.....	15
1.3. Concepción general de la modelación estructural y numérica.	26
1.3.1. Modelación constitutiva de los materiales.....	29
1.3.2. Modelación numérica aplicada a uniones, bases de columnas.....	30
1.4. Conclusiones:.....	41
1.4.1. Conclusiones. Sobre experimentación de uniones de bases de columnas.....	41
1.4.2. Conclusiones. Sobre la modelación numérica en bases de columnas.	42
Capítulo II: Modelación y simulación numérica de bases de columnas metálicas rígidas.	44
2. Introducción	44
2.1. Descripción del modelo	45
2.2. Modelación de la geometría.....	45
2.3. Ensamblaje.....	48
2.4. Modelos constitutivos empleados para la modelación de los materiales.....	48
2.4.1. Modelación del acero.....	48
2.4.2. Modelación del Hormigón.....	49
2.5. Descripción y discretización del modelo	50
2.6. Definición de las condiciones de borde o de frontera.....	51
2.7. Definición de la aplicación de la carga	53
2.8. Conclusiones de la modelación:	54

Capítulo III: Resultados y estudio de la simulación numérica de bases de columnas metálicas rígidas.	56
3. Introducción	56
3.1. Análisis de la influencia del espesor de la placa:.....	57
3.2. Influencia de la resistencia de hormigón:	60
3.3. Influencia de la excentricidad de la carga:.....	68
3.4. Tensiones en el hormigón producto de la tracción en los pernos:	84
3.5. Conclusiones parciales:.....	89
Conclusiones generales:	91
Recomendaciones	92
Nomenclatura:	93
Bibliografía:	94

Introducción:

Las columnas se definen básicamente como elementos que están sometidos a esfuerzos axiales de compresión, aunque ocasionalmente sometidos a esfuerzos horizontales (viento y sismo) que pueden introducir solicitaciones importantes de tracción, flexión y hasta torsión. En las estructuras de acero, las columnas se pueden formar a partir de las múltiples posibilidades y variedades de perfiles conformados y/o laminados y también a partir de soluciones soldadas y de la combinación de varias de estas alternativas. La geometría y disposición de las columnas dependerá de cada proyecto y del modelo estructural que lo ordene. Sin embargo, todas las columnas, independientes de su diseño, deberán transmitir los esfuerzos al terreno a través de la cimentación. En ese contexto, la conexión de la columna a la cimentación es un elemento crítico en el diseño estructural. La solución más frecuente para conectar la base de una columna a sus apoyos es la instalación de una placa base soldada a la base de la columna. Esta placa, cuya dimensión es mayor a la sección de la columna, es usualmente soldada a la base de ésta en taller. Su función, es distribuir sobre la base del hormigón de la cimentación la carga puntual de la columna. Para lograr esto, la placa debe tener un espesor tal que permita, efectivamente, lograr este cometido. La placa de base es muchas veces rigidizada mediante cartelas, que permiten espesores menores de la placa y proporcionan mejores condiciones para la unión placa-columna. La placa base tiene unas perforaciones que permiten la fijación de ella a la cimentación mediante pernos de anclaje que atraviesan la placa y se fijan mediante tuercas. La posición de los pernos de anclaje determinará si se trata de una conexión rígida o articulada. La disposición de sólo dos pernos en el eje de la columna permitirá una rotación relativa en el sentido perpendicular al eje de los pernos de anclaje.

Los tipos de pernos de anclaje son muy variados, como se muestra en la Figura 1, buscando siempre una buena condición de adherencia mediante rugosidades o formas especiales y siendo a veces necesaria la interposición de elementos para lograr un perfecto anclado de los mismos.

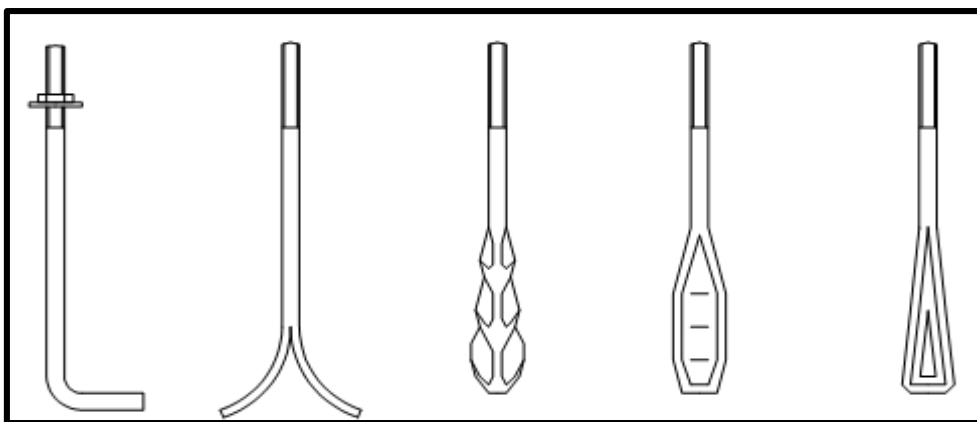


Figura 1: Tipos de pernos

El enlace de una columna a la cimentación puede realizarse de diferentes maneras; así si se considera que en el espacio hay seis grados de libertad se pueden idealizar varios modelos capaces de restringir esos grados para constituir un enlace, pero, en los casos más corrientes, se reducen a unos pocos. Los más importantes enlaces en la práctica son: (Figura 2)

Empotramiento: Impide el giro y el desplazamiento en cualquier dirección. Es el tipo más corriente de enlace empleado.

Rótula axial: Constituida normalmente por un mecanismo de bulón y charnela que, en el plano de la estructura, impide el desplazamiento en las dos direcciones y permite el giro, mientras que en el plano perpendicular se comporta como un empotramiento.

Rótula esférica: Permite el giro en cualquier plano e impide el desplazamiento también en cualquier dirección. Este elemento, de rara utilización en edificios y naves, se emplea en mástiles, antenas, etc.

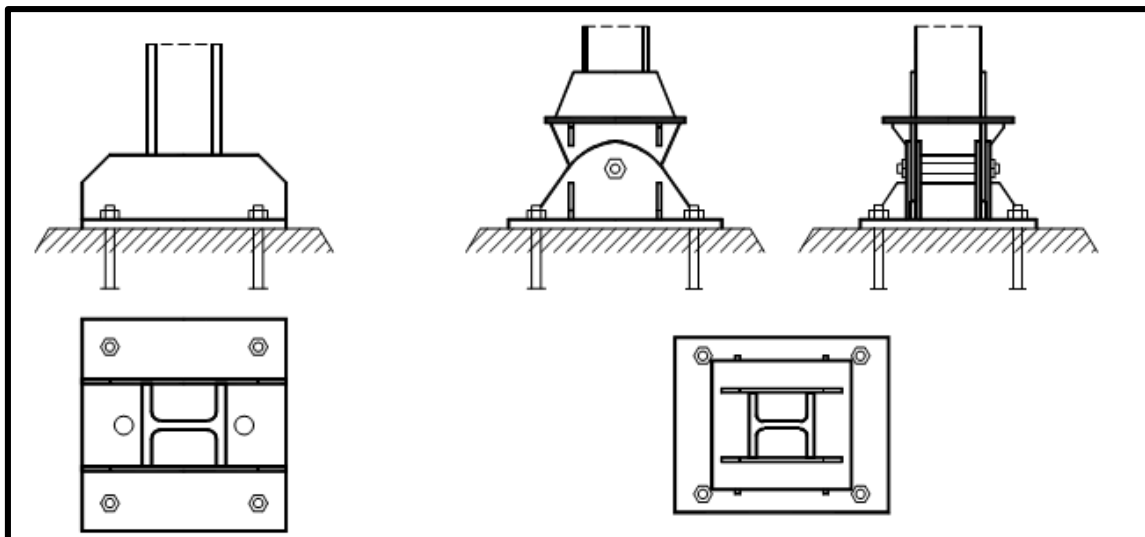


Figura 2: Uniones

Otros enlaces como los rodillos, planos de bolas, apoyos de neopreno, etc., no son empleados como bases de columnas y sí en otros tipos de estructuras diferentes como tableros de puentes, etc.

Una base transmite a la cimentación diferentes esfuerzos, cuya naturaleza y cuantía depende de las combinaciones de cargas que puedan presentarse y que pueden ser:

- * Compresión simple
- * Momento flector
- * Esfuerzos transversales

- * Tracción
- * Combinaciones entre ellos

En los años recientes, con el vertiginoso desarrollo de la ciencia y la técnica, el Método de los Elemento Finitos (MEF) ha tenido un rápido desarrollo, sus funciones son más y más precisas. Esto hace posible la implementación del MEF en un sinnúmero de investigaciones con resultados de gran precisión y calidad lo que ha permitido la comprensión de diversas interrogantes.

En la modelación de bases de columnas con el uso del software Abaqus/Cae (basado en el MEF) se han realizado varios estudios, calibrando los modelos a partir de ensayos reales para obtener mejores resultados del comportamiento de los elementos estructurales de la conexión, la interacción entre los distintos elementos teniendo en cuenta sus materiales y superficies de contactos.

El presente trabajo está enfocado en la modelación y el estudio de una unión base de columna metálica rígida a través de la simulación numérica con la utilización del software Abaqus/Cae versión 6.14 (basado en el MEF). El cual permite realizar un estudio no lineal del comportamiento de todos los elementos que componen la conexión (Pernos, placa, pedestal de hormigón y perfil metálico), para así conocer la verdadera distribución de tensiones en dichos elementos, realizando una variación de distintos parámetros que afectan la conexión como: la excentricidad de la carga, el espesor de la placa y la resistencia del hormigón.

1. Problema de Investigación:

Será posible determinar la verdadera distribución de las tensiones en los materiales estructurales de las uniones de las bases de columnas de acero mediante la utilización del MEF (Abaqus/Cae versión 6.14).

2. Objeto de Estudio:

La distribución de tensiones en los materiales de las bases de columnas de acero por el MEF (Abaqus/Cae versión 6.14).

3. Campo de Acción:

La distribución de tensiones en el hormigón y en la superficie de contacto entre los pernos de anclaje y el concreto en las uniones rígidas de bases de columnas de acero por el MEF (Abaqus/Cae versión 6.14)

5. Hipótesis:

- ✓ Si se modela mediante el software Abaqus/Cae versión 6.14 la unión rígida de una base columna de acero, entonces se podrá obtener la verdadera distribución de las tensiones (en la superficie de contacto entre los pernos de anclaje y el hormigón) y de las tensiones normales en el hormigón (de la zona comprimida) que se encuentra debajo de la placa base.

6. Objetivo General:

El estudio de los principales factores que influyen en el comportamiento tenso-deformacional de las uniones rígidas de bases de columnas de acero, mediante la modelación numérica a través del software Abaqus/Cae versión 6.14.

Obtener la distribución de las tensiones (en la superficie de contacto entre los pernos de anclaje y el hormigón) y de las tensiones normales en el hormigón (de la zona comprimida) que se encuentra debajo de la placa base en las uniones rígidas de bases de columnas de acero mediante la modelación numérica a través del Abaqus/Cae versión 6.14.

7. Objetivos Específicos:

- ✓ Realizar una revisión bibliográfica sobre los enfoques empleados por los diferentes códigos o normativas para el análisis y diseño de las uniones rígidas en las bases de columnas de acero.
- ✓ Realizar una revisión bibliográfica sobre la forma de modelar numéricamente las uniones rígidas de bases de columnas de acero usando el Método de Elementos Finitos.
- ✓ Realizar una revisión bibliográfica sobre resultados experimentales y resultados numéricos de ensayos realizados a diferentes tipos de uniones estructurales.
- ✓ Utilizar el software Abaqus/Cae versión 6.14 para la modelación numérica de la unión rígida de una base de columna de acero.

- ✓ Analizar la influencia de la magnitud de la carga en la profundidad y en la distribución de las tensiones en el hormigón que se encuentra debajo de la placa base.
- ✓ Analizar la influencia del espesor de la placa base en la profundidad y en la distribución de las tensiones en el hormigón que se encuentra debajo de la misma.
- ✓ Analizar la influencia de la excentricidad de la carga en la distribución de las tensiones en el concreto que se encuentra en la zona comprimida debajo de la placa base.
- ✓ Analizar la influencia de la excentricidad de la carga en la profundidad y en la distribución de las tensiones que aparecen en la superficie de contacto entre los pernos de anclaje y el hormigón que los rodea.

8. Tareas Científicas:

- ✓ Realizar un estudio sobre los diferentes enfoques y formas de trabajo de las distintas normas para acometer el análisis y el diseño de las bases de columnas de acero.
- ✓ Examinar y resumir la bibliografía existente relacionada con la temática de la modelación numérica y el método de los elementos finitos (MEF).
- ✓ Indagar en la bibliográfica sobre los modelos numéricos empleados en las bases de columnas de acero.
- ✓ Indagar en la bibliográfica sobre resultados experimentales de ensayos en bases de columnas de acero sometidas a diferentes tipos de solicitaciones.
- ✓ Utilizar el software Abaqus/Cae versión 6.14 para implementar el modelo numérico objeto de estudio, el modelo de una unión rígida de base de columna de acero.
- ✓ A partir de los resultados de las corridas en el software profesional (Abaqus/Cae versión 6.14), determinar la influencia de la magnitud de la carga

en la profundidad y en la distribución de las tensiones en el hormigón debajo de la placa base,

- ✓ A partir de los resultados de las corridas en el software profesional (Abaqus/Cae versión 6.14), determinar la influencia del espesor de la placa base en la profundidad y en la distribución de las tensiones en el concreto debajo de la misma.
- ✓ A partir de los resultados de las corridas en el software profesional (Abaqus/Cae versión 6.14), determinar la influencia de la excentricidad de la carga en la profundidad y en la distribución de las tensiones que aparecen en la superficie de contacto entre los pernos de anclaje y el concreto que los rodea.
- ✓ A partir de los resultados de las corridas en el software profesional (Abaqus/Cae versión 6.14), determinar la influencia de la excentricidad de la carga en la profundidad y en la distribución de las tensiones en el concreto de la zona comprimida que se encuentra debajo de la placa base.

9. Novedad Científica:

La obtención mediante el software Abaqus/Cae versión 6.14, (basado en el MEF) de un modelo virtual correctamente calibrado que recree las condiciones reales de trabajo de la conexión rígida de una base de columna de acero.

10. Aportes de carácter:

➤ Científico.

Mediante la realización de varios ensayos virtuales, y con el consiguiente ahorro de recursos materiales, de mano de obra y de tiempo, se logra:

- a) Realizar un estudio de la influencia de los principales factores que intervienen en el comportamiento tenso-deformacional de las uniones rígidas de bases de columnas de acero, como son:
 - ✓ La influencia de la magnitud y de la excentricidad de la carga.

- ✓ La influencia de la calidad del concreto.
- ✓ La influencia del espesor de la placa base.
- b) Obtener la forma en que se comportan las tensiones y las deformaciones en los materiales de las bases de columnas de acero para diferentes geometrías y bajo diferentes condiciones de carga :
 - ✓ La profundidad hasta la cual se producen tensiones normales y deformaciones considerables en el concreto que se encuentra debajo de la placa base, y de qué forma estas se distribuyen.
 - ✓ La profundidad hasta la cual se producen tensiones y deformaciones considerables en la superficie de contacto entre el perno de anclaje y el concreto, y de qué forma estas se distribuyen en dicha superficie.
 - ✓ Para que valores de espesor la placa base se comporta como un elemento rígido, y como esto influye en la distribución de tensiones.

➤ **Metodológicos:**

- ✓ A partir de la revisión bibliográfica se sintetizan los aspectos más relevantes relacionados con la aplicación del MEF en la modelación de estructuras.
- ✓ Basado en la bibliografía existente se resumen las características más generales de la modelación numérica de diferentes tipos de uniones estructurales.
- ✓ A partir de la bibliografía consultada obtener un documento que reúne los resultados experimentales y numéricos de ensayos realizados en uniones estructurales.
- ✓ Se establecen en el trabajo los elementos a tener en cuenta en el proceso de la modelación numérica mediante el Abaqus/Cae versión 6.14 (basado en el MEF) de la conexión rígida de una base de columna de acero en condiciones

reales de trabajo en cuanto a: forma y dimensiones, comportamiento de los materiales, y condiciones de carga.

➤ **Práctico:**

- ✓ La posibilidad de realizar ensayos virtuales (sobre un modelo calibrado con resultados de experimentos reales) que faciliten la comprensión del comportamiento de las uniones rígidas de bases de columnas de acero, y que permiten obtener nuevas consideraciones para el análisis y diseño de las mismas, lo que podría contribuir a mejorar o reafirmar la manera en que estas se proyectan actualmente.

➤ **Práctico-ingenieril:**

- ✓ Se fomenta el uso de procedimientos actuales para la modelación numérica (mediante Abaqus/Cae versión 6.14) de uniones rígidas de bases de columnas de acero, con el propósito de analizar en su comportamiento la influencia de diferentes factores.
- ✓ Se brindan criterios técnicos que posibilitan una mejor comprensión del comportamiento estructural de las uniones rígidas de bases de columnas de acero.
- ✓ Se obtienen conclusiones relacionadas con el comportamiento estructural de las uniones rígidas de bases de columnas de acero para dar solución al problema.

Estructura de la investigación:

La estructura está confeccionada en función de la metodología de la presente investigación y se desglosa de la siguiente forma:

- Resumen.
- Introducción.
- Desarrollo:

Capítulo I: Estado del conocimiento sobre la experimentación, modelación y cálculo de la capacidad resistente de uniones de placas bases.

En este capítulo se realiza una revisión bibliográfica a nivel nacional e internacional para conocer el estado actual del conocimiento de los distintos ensayos experimentales realizados a bases de columnas, los distintos programas utilizados para la modelación numérica de bases de columnas, así como los diversos estudios realizados numéricamente en la temática de las bases de columnas metálicas. Además de una revisión de las normas de diseño empleadas en su confección.

Capítulo II: Modelación y simulación numérica de bases de columnas metálicas rígidas.

En este capítulo se realiza una descripción detallada del modelo empleado, teniendo en cuenta como se conformaron las partes implicadas en el modelo, los materiales, los diferentes contactos definidos para la interacción entre los materiales estructurales así como la aplicación de la carga y las condiciones de frontera del mismo.

Capítulo III: Resultados y estudio de la simulación numérica de bases de columnas metálicas rígidas

Este capítulo está compuesto por todos los resultados de la modelación virtual que conllevan al análisis de las variables a analizar en este estudio que son: el espesor de la placa, la resistencia del hormigón y la excentricidad de la carga.

- Conclusiones.
- Recomendaciones.
- Referencias bibliográficas.

Capítulo I: Estado del conocimiento sobre la experimentación, modelación y cálculo de la capacidad resistente de uniones de placas bases.

1.1. Introducción.

La obtención de aceros estructurales más resistentes, la facilidad y rapidez en la ejecución de las obras gracias a la posible prefabricación de los elementos estructurales, la sencillez a la hora de realizar las conexiones entre los elementos, así como la gran relación resistencia peso, han motivado a que en los últimos años exista una amplia utilización de los perfiles de acero laminados en caliente como elementos estructurales en diferentes tipos de edificaciones. Esto ha generado la necesidad de realizar varios estudios experimentales y numéricos con vistas a conocer mejor el comportamiento de las conexiones o uniones entre estos elementos, y sobre todo entre las columnas de acero y los cimientos de hormigón, específicamente para tener una mejor comprensión de los diferentes tipos de fallos que se pueden presentar tanto en las partes conectadas, como en los elementos de conexión de este último tipo de unión, pues ellas son las encargadas de garantizar la transmisión de los esfuerzos de la superestructura de acero a la subestructura o cimentación de Hormigón.

La manera más difundida de lograr la transmisión de los esfuerzos desde un elemento con un material muy resistente (la columna de acero), a otro elemento con un material mucho menos resistente (la cimentación de hormigón), ha sido mediante el empleo de una placa base de mayores dimensiones que el perfil de la columna, fijada al cimiento mediante pernos embebidos en el hormigón del pedestal, lo que comúnmente conocemos como una base de columna.

Son varios los estudios experimentales y numéricos que se han desarrollados para estudiar el comportamiento estructural de las uniones entre los elementos de acero (Beg, Zupančič, & Vayas, 2004), (Shabanian, Abdollahzadeh, & Amir Sina Tavakol, 2016), (Da Silva, Simoes, & Cruz, 2001), (Kim, Yoon, & Kang, 2007), (Louis & Babu, 2017), y no muchos para el estudio del comportamiento de las bases de columnas, las cuales pueden estar sometidas a diferentes tipos de solicitaciones, entre los que podemos mencionar:

1. Carga axial centrada de tracción (Con o sin carga lateral).
2. Carga axial centrada de compresión (Con o sin carga lateral).
3. Carga axial centrada y momento flector (En una o dos direcciones).

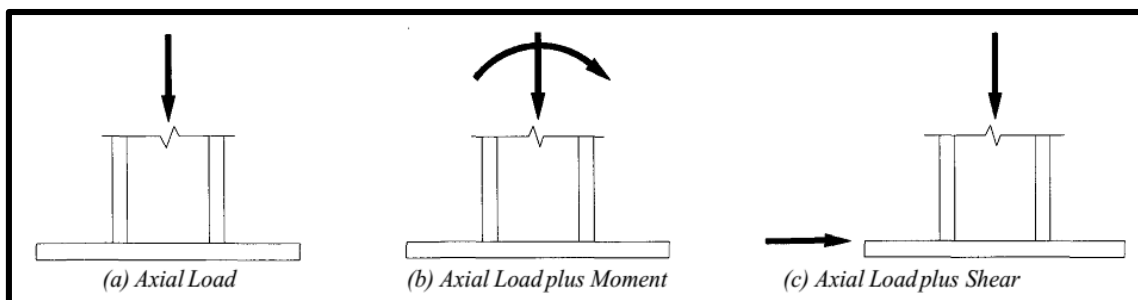


Figura 1.1 Diferentes tipos de bases de columnas sometidas a distintos estados de cargas.

De los ensayos realizados en bases de columnas (Adany, 2000) se ha podido concluir que:

- ✓ El comportamiento de la placa base de acero y del hormigón del pedestal del cimiento es fuertemente dependiente de la geometría y de las propiedades de los materiales, no solo cuantitativamente, si no también cualitativamente.
- ✓ La carga axial tiene un efecto significativo en el comportamiento rotacional por momentos, especialmente en la rigidez de la conexión.
- ✓ No hay suficientes datos experimentales sobre el comportamiento. Especialmente, todavía faltan investigaciones experimentales sistemáticas que provean datos para modelos de verificación que permitan caracterizar los diferentes tipos de comportamientos.

De acuerdo con los resultados experimentales previos, se puede distinguir el comportamiento de cuatro de los principales componentes de las bases de columnas, los cuales básicamente determinan el comportamiento de la unión. Estos son:

- Comportamiento de la placa base.
- Comportamiento de la viga columna.
- Comportamiento del perno.
- Comportamiento del hormigón.

Asociados a los comportamientos anteriores, en estas uniones se pueden presentar los siguientes tipos de fallos:

- a) Fallo por formación de articulación plástica en la placa base, en el lugar donde se encuentran los pernos de anclaje, y en el lugar donde la placa se solda con el perfil.
- b) Fallo por pandeo local y formación de articulación plástica en las alas del perfil.
- c) Fallo por rotura de los pernos de anclaje a tracción (Deslizamiento y estiramiento)
- d) Fallo por aplastamiento del hormigón del pedestal que se encuentra inmediatamente debajo de la placa base.
- e) Fallo por arrancamiento del hormigón que circunda los pernos de anclaje de la placa base que están traccionados.

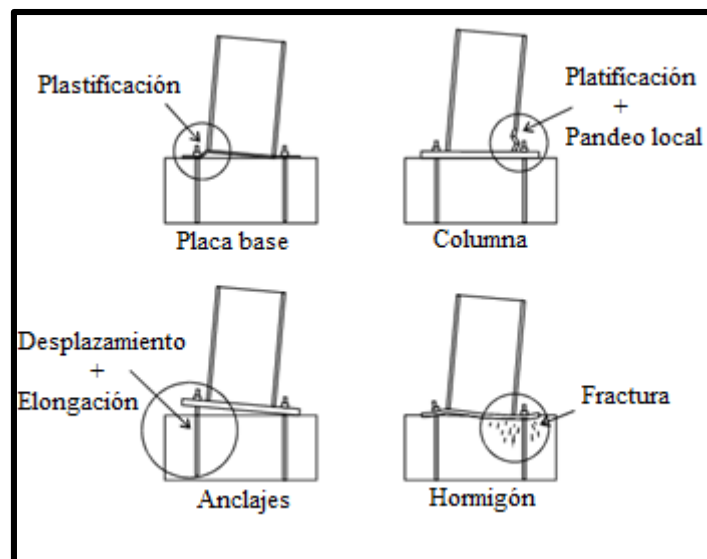


Figura 1.2 Comportamiento y distintos tipos de fallos de los principales componentes de la unión de una viga columna de acero con un pedestal de hormigón mediante una placa base.

Los fallos mencionados anteriormente pueden presentarse según sea: El espesor y la resistencia de la placa base, la geometría y la resistencia del perfil, la magnitud de las cargas aplicadas, la distribución de los pernos, y de la calidad o la resistencia de los materiales empleados, por ejemplo:

- a) Espesor y punto de fluencia del acero de la placa base (F_Y).
- b) Geometría y punto de fluencia del acero del perfil (F_Y).
- c) Resistencia a la rotura del acero de los pernos traccionados (F_U).
- d) La resistencia al aplastamiento del hormigón utilizado para la cimentación, F_p (Función de $f'c$).
- e) La resistencia básica al desprendimiento del hormigón de un anclaje traccionado, N_b (Función de $\sqrt{f'c}$).

Con la realización de este trabajo pretendemos analizar algunos de los aspectos que intervienen en el comportamiento de las bases de columnas, y evaluar la influencia de los mismos en las expresiones que utilizan tres de los códigos más conocidos para el análisis y diseño de estos tipos de conexiones, específicamente las conexiones rígidas sometidas a carga axial y momento flector en una dirección.

Los aspectos a tratar en este trabajo serán:

1. El análisis del estado tenso-deformacional en la placa base para:
 - a) Diferentes espesores de placa.
 - b) Diferentes resistencias del hormigón.

- c) Diferentes excentricidades de la carga axial
- 2. El análisis del estado tenso-deformacional del hormigón del pedestal de la cimentación para:
 - a) Diferentes espesores de placa base.
 - b) Diferentes resistencias del hormigón.
 - c) Diferentes excentricidades de la carga axial.
- 3. La magnitud y distribución de las tensiones tangenciales que se generan en la superficie de contacto perno-hormigón, y que definen la resistencia básica al desprendimiento del hormigón que rodea los pernos de anclaje de la placa base que están traccionados para:
 - a) Diferentes resistencias del hormigón.
 - b) Diferentes excentricidades de la carga axial.

Siendo consecuente con lo antes expuesto este tipo de conexiones ``Bases de columnas`` se pueden realizar de diversas formas, las apoyadas directamente en el hormigón de la cimentación en la cual se basa el estudio del presente trabajo y las que están apoyadas sobre las tuercas de nivelación que habría que dedicarle otro estudio puesto que consta de otros elementos que interviene en la unión.

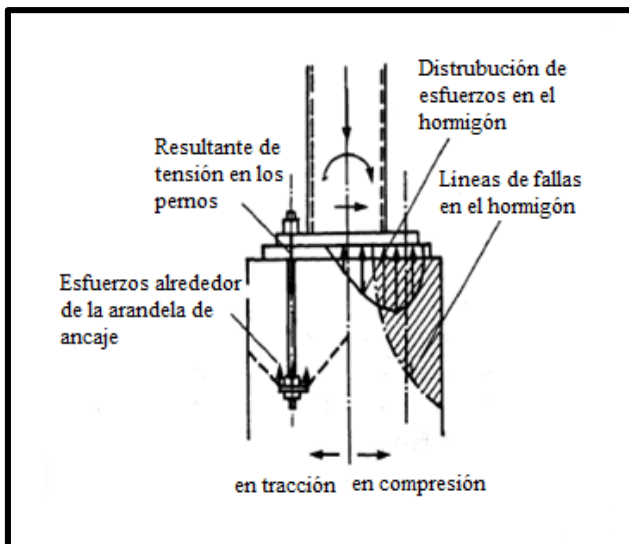


Figura 1.3 Comportamiento de los principales componentes de una base de

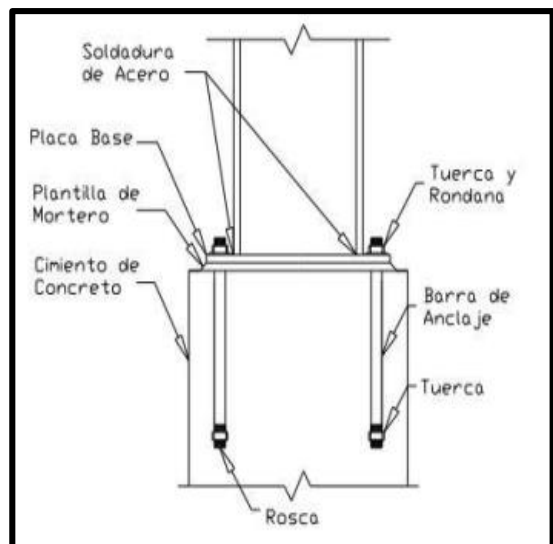


Figura 1.4 Partes de una Base de columna

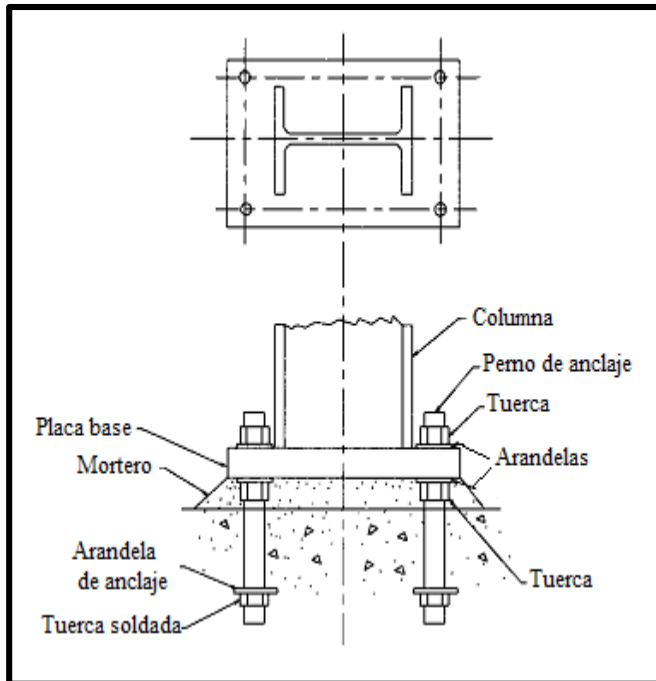


Figura 1.5 Partes de una Base de columna con tuercas de nivelación

En este capítulo se realiza una revisión bibliográfica de los principales ensayos experimentales de uniones entre elementos estructurales (acero-acero, acero-hormigón) y de bases de columnas llevados a cabo por diferentes autores internacionales, se analizan sus recomendaciones, se abordan la concepción teórica de la modelación numérica de las bases de columnas, y la comparación de los resultados de los ensayos numéricos obtenidos con respecto a los resultados de los ensayos experimentales de los autores previamente estudiados.

1.2. Ensayos aplicados a bases de columnas

El estudio experimental del comportamiento de las bases de columnas es muy disímil y están en función del objetivo de cada estudio. Para el tipo de unión estudiada en este trabajo los ensayos constan de los siguientes elementos o partes:

- La columna metálica soldada a la placa base de acero, la cual se fija al hormigón del pedestal de la cimentación mediante los pernos de anclajes. La cimentación que es fijada al suelo o cama.
- Los defómetros y otros aditamentos de medición computarizada.
- Los gatos que son fijados a estructuras resistentes que permiten que las fuerzas sean transmitidas a la columna o al espécimen ensayado, además la disposición de los mismos está en función del tipo de esfuerzo que se dese lograr.

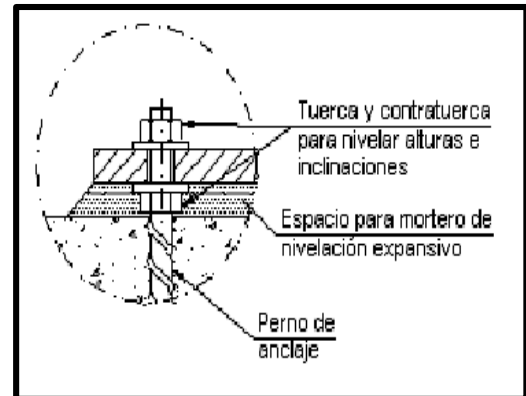


Figura 1.6 Detalles

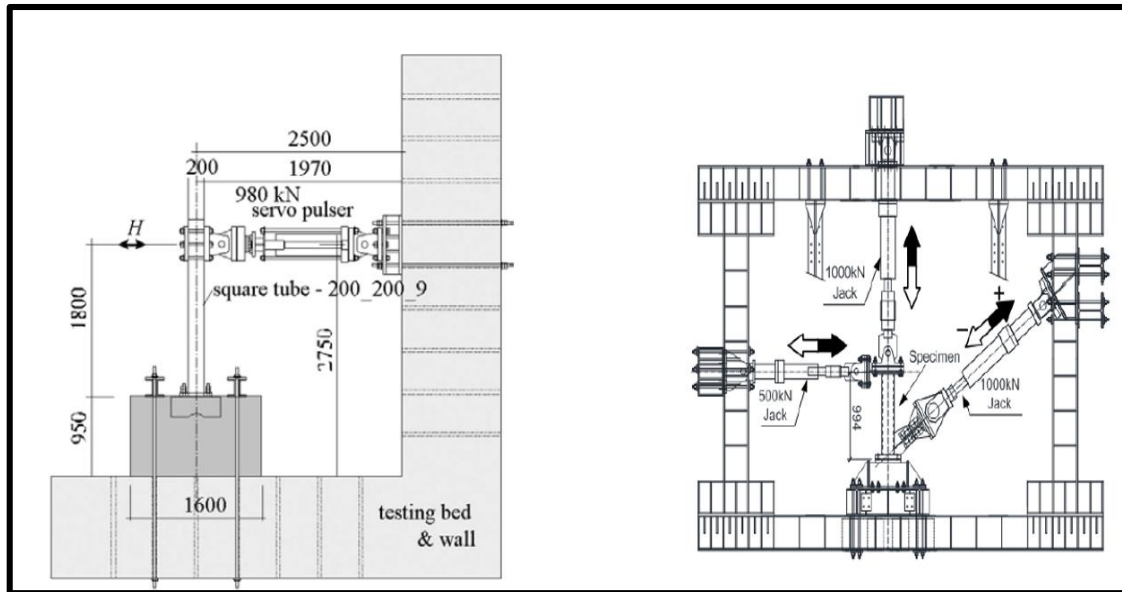


Figura 1.7 Ejemplo de ensayos para bases de columnas metálicas

1.2.1. Antecedentes y evolución histórica.

Desde la década de 1980 comenzaron a desarrollarse ensayos experimentales para estudiar el efecto del espesor de placa en el comportamiento de las bases de columnas y el efecto del tamaño de la base en la ductilidad de la conexión (**DeWolf, 1982; (Astaneh, Bergsma, & Shen, 1992)**). Estas primeras publicaciones condujeron a que en 1990 en la primera edición del código de la *AISC Steel Design Guide 1* fuese incluido el diseño de bases de columnas (**J. T. DeWolf & D. Ricker, 1990**). Desde esa época han sido varias las investigaciones y los resultados alcanzados por varios autores.

(**Thambiratnam & Paramasivam, 1986**) Realizan una investigación que tiene como objetivo principal estudiar el comportamiento de la placa base. Las placas bases se diseñaron para ser la fuente primaria de fluencia. Las dos variables de ensayo fueron la carga axial de la columna y el grosor de la placa base. Los especímenes se ensayaron bajo carga axial excéntrica monótona, y los resultados de la investigación indican que:

1. Para la excentricidad más baja, el modo primario de falla era la fractura del hormigón;
2. Para las excentricidades altas se presentaban dos modos primarios de fallas en dependencia del grosor de la placa base:
 - a) El modo primario de falla por fluencia de la placa base para el caso de las placas más delgadas.
 - b) El modo primario de falla del perno para el caso de las placas más gruesas.
3. La curva de momento contra carga axial (M-P) muestra que no es la placa base más gruesa la que puede sostener los momentos más grandes en todos los casos.

Las deformaciones de la parte en tensión de las placas más gruesas eran más altas que las de la parte en compresión

(Sato & Kamagata, 1988) Realizan un estudio sobre la efectividad de las bases de columnas sometidas a esfuerzos sísmicos. Con el empleo de fórmulas analíticas, validadas a través de ensayos experimentales realizados por el primer autor, basados en el estudio de los mecanismos de transmisión de cargas de este tipo de conexión. Además determinan la capacidad de resistencia y la capacidad de empotramiento de las mismas. Para el ensayo utiliza una base de columna fijada o anclada a un pedestal mediante pernos embebidos en el hormigón con una longitud y una separación a bordes adecuada, de manera que se garantice la completa formación del cono de rotura del hormigón que rodea los pernos de anclaje de la placa base que están en tracción. El espesor de la placa es el adecuado para que ocurra la fluencia en el estado límite último, el hormigón está debidamente reforzado para este mismo estado límite, utilizado en el código japonés.

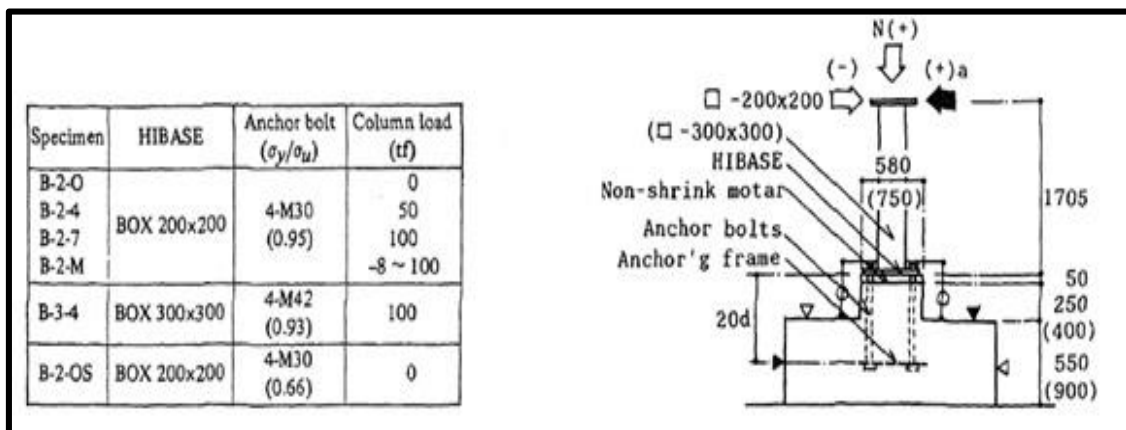


Figura 1.8 Datos del ensayo y de los especímenes empleados

Teniendo en cuenta los resultados experimentales del análisis comprobaron que la curva de histéresis o lazos de histéresis (Momento contra rotación [M-R]) tiene un comportamiento inelástico con menos energía de absorción hasta que los pernos comienzan a fluir por donde está conformada la rosca de los mismos, y por tanto ocurre un cambio dentro de los lazos de histéresis cuando comienzan a fluir. La capacidad de resistencia de la columna no fue afectada en ningún experimento solo se evidenciaron fracturas en la zona del hormigón comprimido. Los desplazamientos producidos de las cargas horizontales casi no se notaron en todos los experimentos.

Para la evaluación del empotramiento se plantean las siguientes hipótesis; donde K está en función de la carga axial actuante en la columna, es el momento rotacional de esta.

1. La placa base es rígida y su deformación es despreciable.
2. La fuerza de tracción actúa sobre el perno de anclaje, y su alargamiento se expresa por (dL).

3. La reacción de compresión actúa a una distancia (d) del tornillo de anclaje de la tensión.
4. El alargamiento del perno de anclaje y la deformación del hormigón causa la rotación de la base de la columna con el centro de rotación en el punto O. La localización del punto O es a (a*d) del perno de anclaje en tensión.

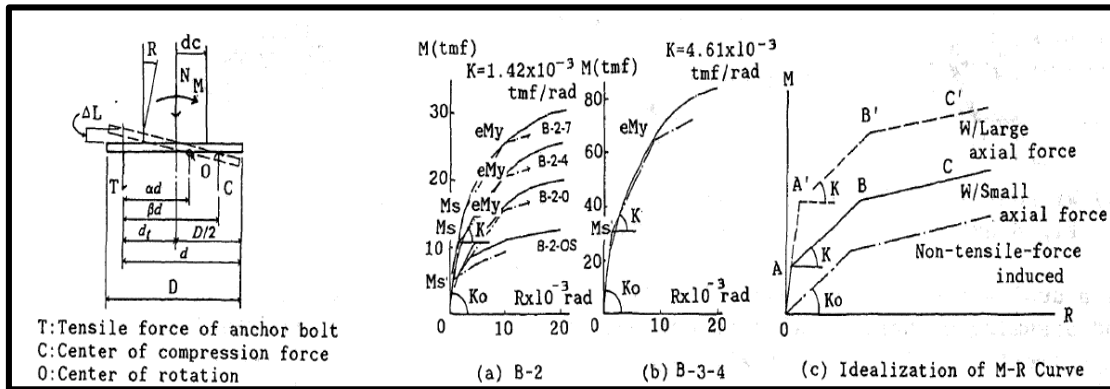


Figura 1.9 Diagrama del modelo idealizado e Idealización del comportamiento del empotramiento en una curva de momento contra rotación (a, b, c).

La relación M-R idealizada es una curva con comportamiento tri-linear, la que depende de la separación entre los pernos de anclaje y del momento en que estos comienzan a fluir debido al aumento de los momentos.

Además para la evaluación del momento último resistente de la base de columna arribaron a la conclusión de que este depende de las cualidades del material del perno de anclaje y que la deformabilidad varía según la deformación de fluencia del perno de anclaje. Los resultados experimentales mostraron que el comportamiento de histéresis depende de la elongación de los pernos de anclaje, hay una dependencia entre ellos. Y que la rigidez inicial del modelo del comportamiento empotramiento M-R y el modelo slip-bilineal tienen una correspondencia de sus resultados.

(J. T. DeWolf & D. T. Ricker, 1990) El objetivo principal de la investigación fue estudiar la interacción M-P para las conexiones de la placa base de la columna. Las variables del ensayo fueron el tamaño de la barra de anclaje, el espesor de la placa base y la excentricidad de la carga. Los resultados de la investigación indican que:

1. Para una excentricidad grande, el aumento en el espesor de la placa conduce a una disminución en la capacidad de conexión;
2. Para la excentricidad grande, el fallo es gobernado generalmente por la fluencia de las barras de ancla;
3. El aumento en el diámetro de la barra aumenta la capacidad de conexión;

4. Aumentar el espesor de la placa más allá de lo indicado por el método de diseño puede conducir a una disminución de la capacidad, en particular para las conexiones con gran excentricidad;
5. Para las excentricidades pequeñas y medias, un aumento en el espesor de la placa resulta en un aumento en la carga axial y del momento en el fallo;
6. Para la conexión con la placa base más delgada ocurre una articulación plástica en la placa en la cara de la columna.

(Burda & Itani, 1999) El objetivo principal de la investigación fue determinar el comportamiento cíclico de la conexión de base de columnas, verificar un procedimiento de diseño propuesto y estudiar el comportamiento de un edificio de varias plantas. El programa de investigación consistió en una investigación analítica y experimental. El programa de análisis no lineal por elementos finitos ADINA y el programa Drain-3DX se utilizaron para estudiar la respuesta sísmica de los conjuntos de columnas y de un edificio de cuatro pisos con varias configuraciones de placas base.

El programa experimental consistía en dos series de tres placas bases de una columna con varios tamaños de placa base y detalles de soldadura. La primera serie de ensayos (T1, T2, T3) se componía de una columna W8x48 A36 soldada con soldadura de filete de 5/8 pulgadas con electros E70T7-GS a una placa base A36 de $14 \frac{1}{2} \times 14 \frac{1}{2}$ con espesores de ($\frac{1}{4}$, $\frac{3}{4}$, $1 \frac{1}{4}$ pulg.). La segunda serie de ensayos (T4, T5, T6) estaba compuesta por una columna W8x48 A36 con bridas biseladas dobles soldadas a una placas base A36 de 19×19 con espesores de ($\frac{1}{4}$, $\frac{3}{4}$, $1 \frac{1}{4}$ pulg.). Todas las placas de base en todos los experimentos fueron ancladas a la base de hormigón por medio de 4 anclajes de $1 \frac{1}{2}$ pulg ASTM A193.

La resistencia, la ductilidad y la rotación plástica de la primera serie de ensayos (T1, T2, T3) fueron inferiores a su contraparte con el mismo grosor de la placa base en la segunda serie (T4, T5, T6). Esto fue causado por la diferencia en la fuerza de la penetración completa doble biselado y la soldadura del filete. La soldadura en filetes de todos los especímenes en la primera serie de ensayos comenzó a fracturarse con un desplazamiento de 1,5 pulgadas, mientras que la soldadura doble biselada comenzó a fracturarse a 3,0 pulgadas para todos los especímenes en la segunda serie de ensayos. Esto demuestra que el grosor de la placa base no tiene efecto significativo en la deformación de la soldadura y, en consecuencia, su fractura.

En casi todas las pruebas, la soldadura se fracturó completamente después de ciclos de fluencia excesivos. La grieta se propagó desde el extremo lejano de las bridas hasta sus centros. La conexión T6 era la única conexión que alcanzaba la capacidad nominal plástica de la columna debido al espesor adecuado de la placa y al detalle de la soldadura.

Los resultados reportados en este informe son valiosos ya que representan la única prueba cíclica de conexión de base de columna de acero resistente al momento diseñada siguiendo la práctica estadounidense.

(Adany, 2000) Esta investigación tiene como objetivo realizar un estudio de las bases de columnas sometidas a cargas monótonas y de sismo para lo cual se apoya en los experimento realizados por Dunai et al. (1995a) y Adany y Dunai (1997a). Teniendo como punto de partida estos experimentos se realiza un análisis en 2D asumiendo que: son definidos dos componentes, la zona de compresión y la zona de tensión, y las dos zonas son analizadas por separado. En otras palabras es asumido que no hay interacción entre la zona de tensión y la zona de compresión de la conexión. Para el cálculo del momento rotacional se tendrá en cuenta la interacción real que existe entre ambas zonas. En el modelo se supone que el soporte de concreto es rígido en la zona del modelo que está en tensión, mientras que la zona del modelo que está en compresión es modelada mediante una cimentación no-lineal tipo Winkler, usando para ello muelles con características no-lineales equivalentes, obtenidas de los datos experimentales.

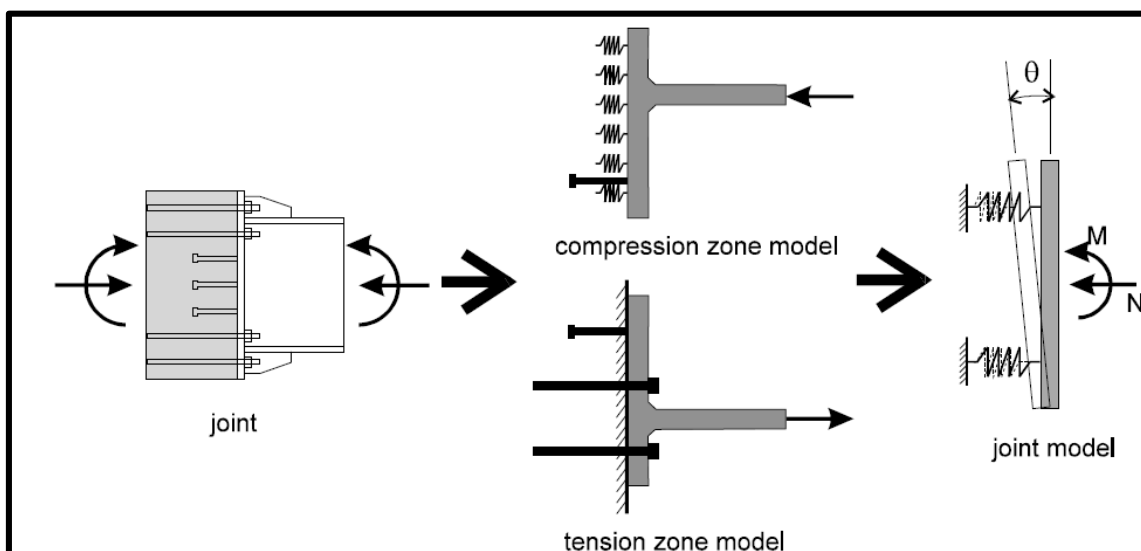


Figura 1.10 Derivación de las zonas del modelo

La rotación relativa se puede calcular a partir de los desplazamientos de las dos zonas con la fórmula simple siguiente:

$$\Theta = \frac{u_a - u_b}{d}$$

Donde:

ua y ub son los desplazamientos de las dos zonas,
d es la distancia entre las líneas de sistema de las zonas.

Dando como resultado que los diagramas de los tres especímenes analizados coinciden en la parte inicial, lo que indica una buena predicción de la rigidez, pero los tres especímenes tienen diferente momento rotacional por tener diferentes formas de conexión. Por otra parte la capacidad de momento es subestimada en los tres casos y en el modelo simplificado, lo que trae consigo que la capacidad de momento calculada sea aproximadamente de un 10-20% de la experimental.

También se realiza un estudio paramétrico en el cual se varían la resistencia del hormigón, el espesor de la placa y el diámetro de los pernos, evaluando la importancia de estos parámetros en el momento rotacional de la base de columna, dando como resultado que la rigidez inicial de la unión depende de los parámetros anteriores. Con el modelo numérico también se evalúan estos parámetros y se comparan con los resultados experimentales tanto con carga monótona como con carga cíclica aplicando diferentes modelos de comportamiento del material, evidenciando un acuerdo entre ambos resultados.

Para los pernos se realiza una curva de esfuerzo contra desplazamiento en la cual se pone de manifiesto que la resistencia calculada es un 20% mayor que la experimentada, lo cual puede pasar por los factores siguientes:

1. El vínculo entre esfuerzo – deformación no es constante a lo largo del perno,
2. El vínculo entre esfuerzo – deformación muestra un 15% de desviación de su valor promedio, incluso bajo condiciones ideales de experimentación,
3. Después que las barras de acero alcancen su límite elástico, puede tener lugar una considerable degradación de los esfuerzos locales.

Con la evaluación experimental y numérica que se le realizan a los especímenes bajo carga cíclicas se comprueba que existen varios elementos que rigen el comportamiento de la unión y su tipo de falla, por gobierno de los pernos (el fallo ocurre porque los pernos alcanzan el esfuerzo de rotura $[F_u]$), por gobierno de la placa base (la placa comienza a fluir $[F_y]$), pandeo local de la columna y combinado columna-base /pernos. Además se obtiene que la pre-tensión en los pernos no tiene ningún efecto cuando la unión es sometida a cargas sísmicas. Que cada vez que haya una elongación significativa en los pernos, la rigidez, la energía de disipación y la capacidad de la unión decrecen. Cuando

gobierna el fenómeno del pandeo local el comportamiento es extremadamente dúctil, como la importancia del efecto de la falla de la soldadura.

Posibles modelos de falla para el experimento:

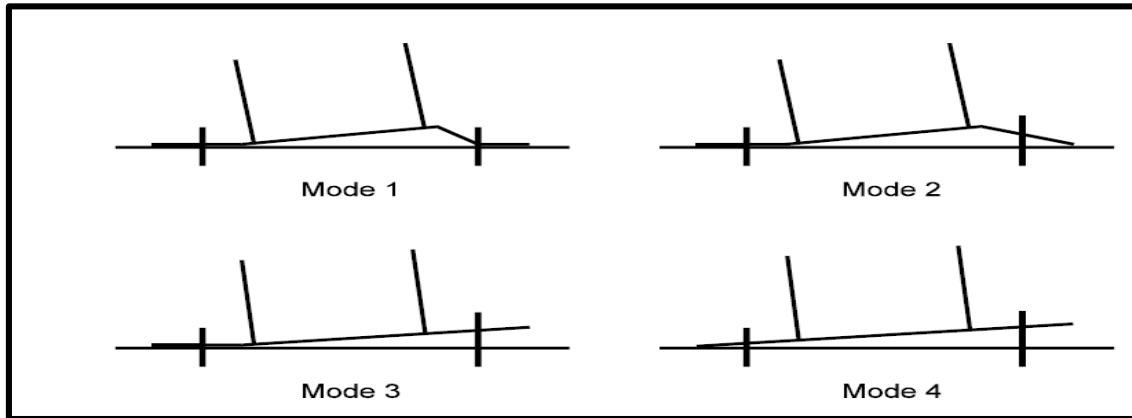


Figura 1.11 Modelos de falla.

(Frantisek Wald, Jaspert, & Brown, 2000) Los autores realizan un análisis basado en el, T-stub. Realizando una comparación entre los coeficientes de rigideces obtenidos experimentalmente, con los de las expresiones teóricas simplificadas, usando la analogía del Método de los componentes que consiste en dividir al unión en parte o componentes y realizar un análisis independiente de cada uno de ellos y luego unirlos o sumar la rigideces de ellos para estimar el comportamiento real de la unión en su conjunto. Llegaron a la conclusión de que hay una buena concordancia entre ellos, las diferencias son casi imperceptible. Del programa T-stub (Sokol & Wald, 1997) se derivaron tres modelos de fallas que son los implementados por el Euro código #3 para el diseño de bases de columnas y serán empleados para el diseño de los experimentos: fractura de los pernos (Figura 1.12 a), formación de un mecanismo plástico en la placa (Figura 1.12 b), y que se produzcan los dos efectos anteriormente mencionados (Figura 1.12 c).

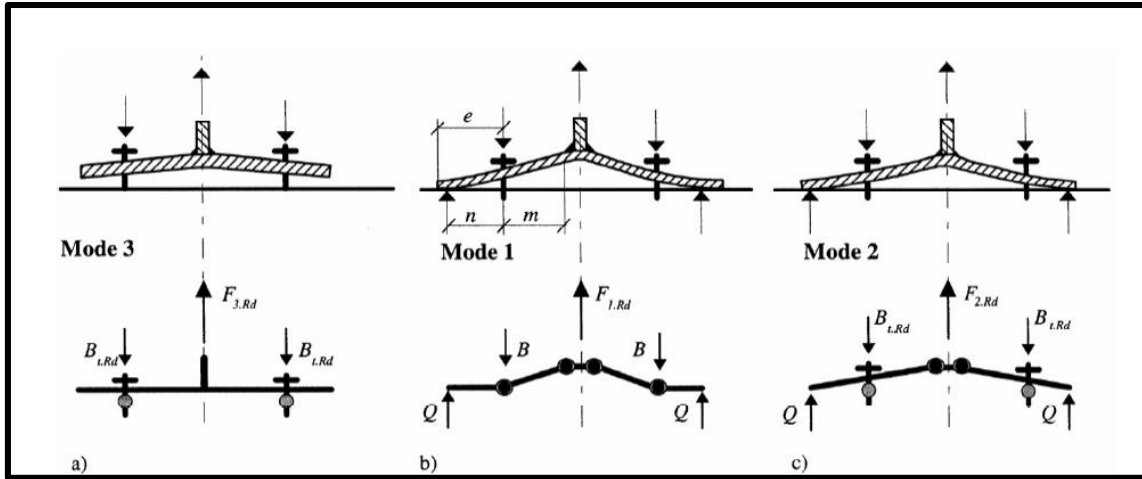


Figura 1.12 Modos de colapso del T-stub

El diseño por resistencia de estos modos de colapsos están definidos por las expresiones de la (figura 1.13) las que corresponden a cuando la placa es apoyada directamente sobre el hormigón de la cimentación, no siendo de la misma manera para cuando la placa está apoyada sobre tuercas de nivelación.

i) Complete yielding of the flange of the T-stub	$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m}$
ii) Failure of the bolts combined with yielding of the flange	$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n}$
iii) Failure of the bolts alone	$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd}$

Figura 1.13 Resistencia de los distintos modos de colapso

Para evaluar la resistencia de los pernos de anclajes se basaron en el concepto del estado límite último, para el cual consideraron que el fallo por arrancamiento de los pernos de anclajes debe evitarse y que es mejor el fallo por rotura del mismo, lo que evita un fallo frágil en el anclaje. Además consideran que para las áreas sísmicas, el fallo de la base de la columna debe ocurrir en la placa de base en lugar de en los pernos de anclaje. El mecanismo plástico (plastificación de la placa) en la placa asegura un comportamiento dúctil y la disipación energía.

Para el cálculo de la longitud de anclaje efectiva se apoyaron en la Guía CEB (Eligehausen, 1994) que para el caso de los pernos de anclaje incrustados, la longitud efectiva del perno L_b consiste en la longitud libre L_{bf} y longitud efectiva incorporada:

$$L_b = L_{bf} + L_{be} \quad (1.2)$$

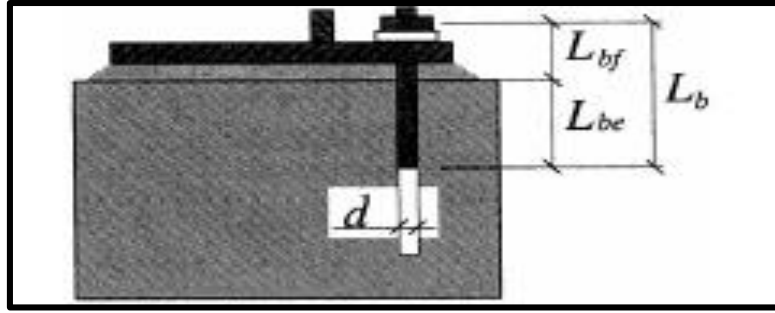


Figura 1.15 Croquis para el cálculo de la longitud efectiva

En la cual se asume que para una distribución de tensiones uniforme a lo largo del perno, L_{em} (longitud hasta donde actúan las tensiones) es proporcional al diámetro del perno y $L_t = 24d$ (longitud en la cual las tensiones se disipan hasta 0) entonces.

$$L_{be} = \frac{L_{em}}{3} = 12d \quad (1.3)$$

Asumiendo una distribución de tensiones lineal variable (triangular) y L_{em} es proporcional al diámetro del perno.

$$L_{be} = \frac{L_{em}}{3} = \frac{24d}{3} = 8d \quad (1.4)$$

Asumiendo una distribución de tensiones a través de una parábola cubica y L_{em} no siendo proporcional al diámetro del perno.

$$L_{be} = \frac{L_t}{5} = \frac{24d}{5} = 4.8d \quad (1.5)$$

Se realizaron cuatro ensayos pull-out con los pernos embebidos en el hormigón y la única variable que se cambió fue la resistencia del hormigón. Basado en este estudio, la longitud efectiva incorporada de los pernos con superficie regular puede ser estimada como $L_{be} \cong 8d$. La tensión se desarrolla hasta una profundidad igual a $24d$, que puede ser esperada como una longitud límite del anclaje mediante pernos largos. Esta longitud se reduce teniendo en cuenta la cabeza de la tuerca del perno de anclaje. El área del perno del anclaje se puede tomar como el área neta para simplificar el diseño.

Este programa experimental consiste en la evaluación de 12 especímenes sometidos a tracción. Centrándose en la evaluación de la rigidez de la placa base y el efecto de la fuerza resultante en el hormigón al borde de la placa; las variables utilizadas fueron el espesor de la placa y la separación entre los pernos de anclajes. Y se llegó a la conclusión que los modelos simplificados y complejos tienen una buena estimación a la hora del cálculo de la resistencia de la placa base apoyada sobre el hormigón. Además la longitud de embebimiento de los pernos es el factor más importante para la estimación de la rigidez de la placa base.

(Aalberg & Torp Karlsen, 2012) Realizan un estudio experimental para las placas bases de perfiles rectangulares huecos (Perfiles RHS) en tensión axial. Se consideran dos diseños de la placa; uno con los pernos en dos lados opuestos del RHS, y otro con pernos en los cuatro lados. El objetivo del trabajo es determinar la forma de las líneas de fluencia en la placa base, así como, la capacidad resistente de los pernos en tracción. En el código EN-1993-1-8 (EN, 2005) se presentaron reglas de cálculo para predecir la capacidad de rigidez y las líneas de fluencia.

Los elementos que componen la conexión como el plato y los pernos tienen propiedades básicas como son la fluencia, la rotura y el aplastamiento cuando actúan bajo acciones de compresión, tensión, momento y cortante. Se considera una unión del elemento a la placa con soldadura periférica lo cual es válido para las uniones con perfiles H e I pero para este se realiza con un perfil tubular rectangular. Se considera como punto de partida para determinar las diferentes líneas de fluencia por donde fallaría la placa las ecuaciones del T-stud con sus tres modos de fallas.

La capacidad resistente de la placa base depende no solo del espesor de esta sino también de la longitud efectiva (l_{eff}) de las líneas de fluencia que se forman en el material de la placa producto de las acciones externas, teniendo como preámbulo el estudio del T-stud que comprobó que la capacidad resistente de las partes de la conexión entran en las ecuaciones a través del momento plástico M_{pl} . Las fórmulas de l_{eff} que se consideran en EN-1993-1-8 (EN, 2005) son considerando la formación de mecanismos plásticos en la placa base, y cubren todos los patrones de líneas de fluencia relevantes, circulares y no circulares.

Ejemplos de tales patrones se muestran en la Figura 1.16 a seguir, tanto para pernos individuales como para grupos de pernos. El tipo de mecanismo de fluencia debe distinguirse entre casos con y sin falla de los pernos. Lo que ocasiona mecanismos y fórmulas de capacidad más complejos.

Los ejemplos en la figura 1.17 muestran la fractura de la placa base con pernos alrededor de los cuatro lados.

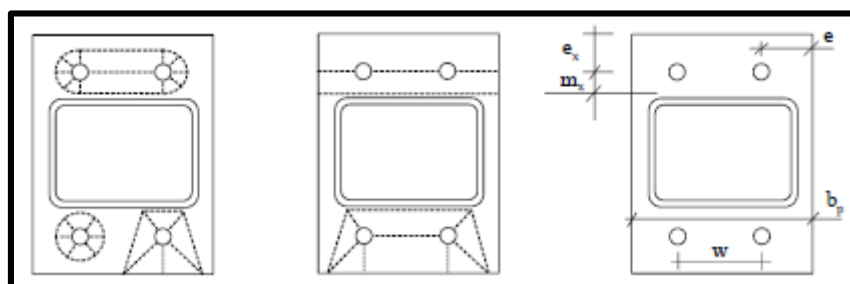


Figura 1.16 Modelos de líneas de fluencia circulares y no circulares

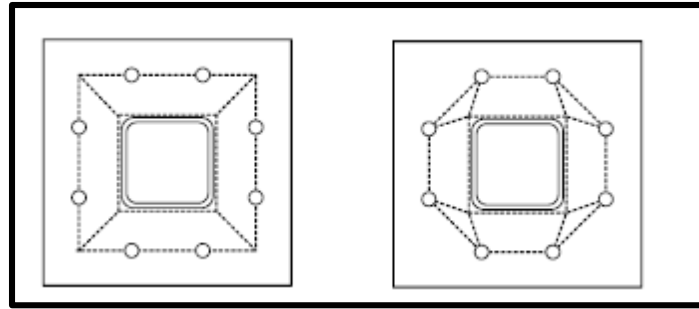


Figura 1.17 Modelo de líneas de fluencia en placas bases con pernos en los cuatro

Las rigideces de la placa están dadas por los coeficientes de rigidez introducidos en el T-stud (k_5 y k_{10}) en el cual se modelan los pernos como muelles (“springs”) los cuales están asociados a la elongación de los mismos debido a la acción de los momentos. Además se realiza un análisis numérico para ver la correspondencia entre el análisis experimental y el numérico.

Para este experimento se considera una placa de 500x500 mm conectados por 4 y 8 pernos los mismos son M16-grado 8.8 apretados hasta 110Nm. Se tiene que para $t_p=8,0\text{mm}$, los valores de $F_y = 464 \text{ N/mm}^2$ y $f_u = 590 \text{ N/mm}^2$, mientras para $t_p=10,1\text{mm}$ los valores eran $F_y = 360 \text{ N/mm}^2$ y $f_u = 530 \text{ N/mm}^2$.

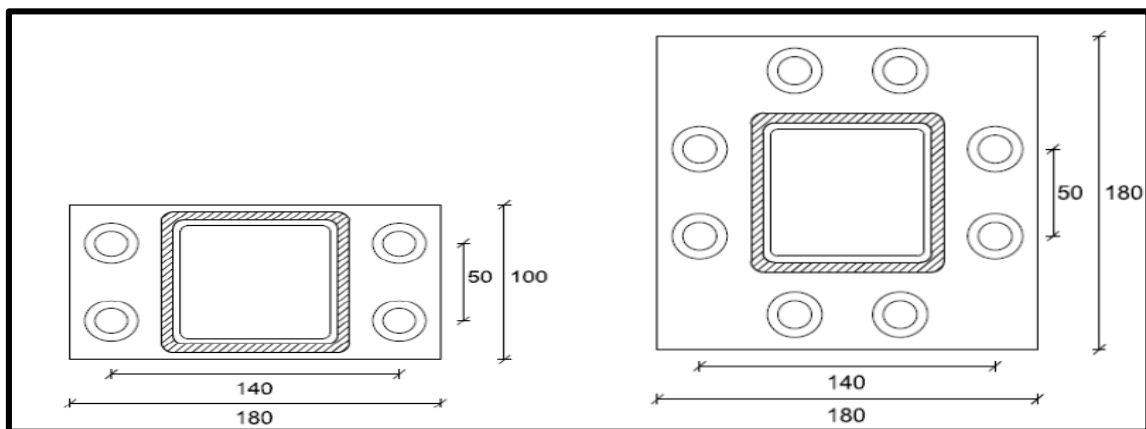


Figura 1.18 Geometría de los especímenes A y B (izq.), y C (der)

Los resultados de la investigación indican que para el ensayo realizado para los especímenes con pernos a ambos lados el mecanismo de falla en las placas bases es el mismo que el comprobado en los modelos de colapso del T-stud (figura 1.12), es decir, la fluencia completa del ala del plato. Hay un gran margen de seguridad en la capacidad calculada, para los especímenes con pernos en los cuatro lados del RHS, los mecanismos de fluencia giran alrededor de la sección y se deben aplicar modelos de línea de fluencia. Las simulaciones numéricas a través del MEF muestran una buena respuesta de los especímenes, en particular para el comportamiento inelástico. La rigidez en la parte inicial de la curva de fuerza contra desplazamiento se ve afectada por la pre-tensión de los

pernos. Además el uso de los coeficientes del Euro código produjo una rigidez demasiado alta comparada con el modelo alternativo. Los resultados muestran que los mecanismos de falla asumidos en EN-1993-1-8 para las placas de extremo extendidas se pueden identificar en las pruebas de laboratorio.

1.3. Concepción general de la modelación estructural y numérica.

Desde tiempos remotos la modelación ha sido una de los recursos más utilizados en las ingenierías para la descripción e interpretación de los distintos fenómenos. Con el de cursar de la historia y el desarrollo de la física y las matemáticas (desde la Edad Media Hasta la Era Moderna) la modelación se ha convertido en un arma potente que permite el estudio de un fenómeno a partir del aislamiento del cuerpo o del elemento, simplificándolo o esquematizándolo. Este esquema o modelo como también se conoce, se basa solamente en los parámetros de mayor significado con el objetivo de facilitar la solución del problema.

Se define la modelación como el método de manejo práctico o teórico de un sistema por medio del cual se estudiará este, pero no como tal, sino por medio de un sistema auxiliar natural o artificial, el que, desde el punto de vista de los intereses planteados, concuerda con el sistema real que se estudie. Es decir, es el método que opera de forma práctica o teórica como un “objeto”, no de forma directa, sino utilizando cierto sistema auxiliar (natural o artificial) el cual se encuentra en una determinada correspondencia objetiva con el “objeto” modelado y está en condiciones de sustituir al “objeto” que se estudia en determinadas etapas de la investigación, permitiendo obtener información susceptible de comprobaciones experimentales [Recarey (1999), Ibáñez (2001)].

Los modelos al principio eran más sencillos pero han ido tomando complejidad y desarrollo, imitando cada vez más a la estructura real, logrando así un mejor resultado sin llegar a ser la estructura en sí, pero trayendo consigo más seguridad y mayor confianza, además de que ha tenido una importancia sustancial en cuanto al aspecto económico relacionado con el aumento de la efectividad de las investigaciones y la optimización de la actividad humana, en general, ya que con el desarrollo de la computación le ha dado un verdadero impulso a las técnicas de modelación, que unido al empleo cada vez mayor de la estadística con los conceptos probabilísticos de diseño en la ingeniería, ha aumentado la eficiencia y la racionalidad de los resultados de los diseños, con la obtención, cada vez más cercana a la realidad, del comportamiento de la estructura, además ha tenido un importante impacto en el aspecto económico relacionado con el aumento de la efectividad de las investigaciones y la optimización de la actividad humana.

La modelación juega un papel fundamental como medio de solución de las tareas planteadas en la práctica ingenieril. De aquí que sea el desarrollo y utilización de modelos para sistemas en general una de las tareas científicas de más importancia a acometer en

la actualidad. Los modelos y los métodos de modelación pasan así a ser herramientas importantes de trabajo.(C. Recarey, 1999)

Los métodos numéricos son técnicas basadas en procedimientos numéricos de aproximación de funciones y define su campo de uso donde las soluciones analíticas son inaccesibles por la complejidad matemática que requieren, lo que se facilita en la actualidad con la ayuda del cálculo electrónico [Simanca (1999); Ibáñez (2001); Broche (2005)].

Dentro de estos métodos numéricos se puede citar el Método de las Diferencias Finitas (MDF) [Beltrán (1999); Simanca (1999)], el Método de los Elementos Finitos (MEF) [Oñate (2005); Zienkiewicz (2004); Brebbia (1975)], para el empleo de ambos métodos será imprescindible conocer los parámetros que definen el medio que se desea modelar como pudieran ser su geometría y la relación tensión-deformación. Otro método es de libre mallado [Liu (2003)]; Método de las partículas o elementos discretos (MED) [Recarey (2005); Monteiro (2005)].

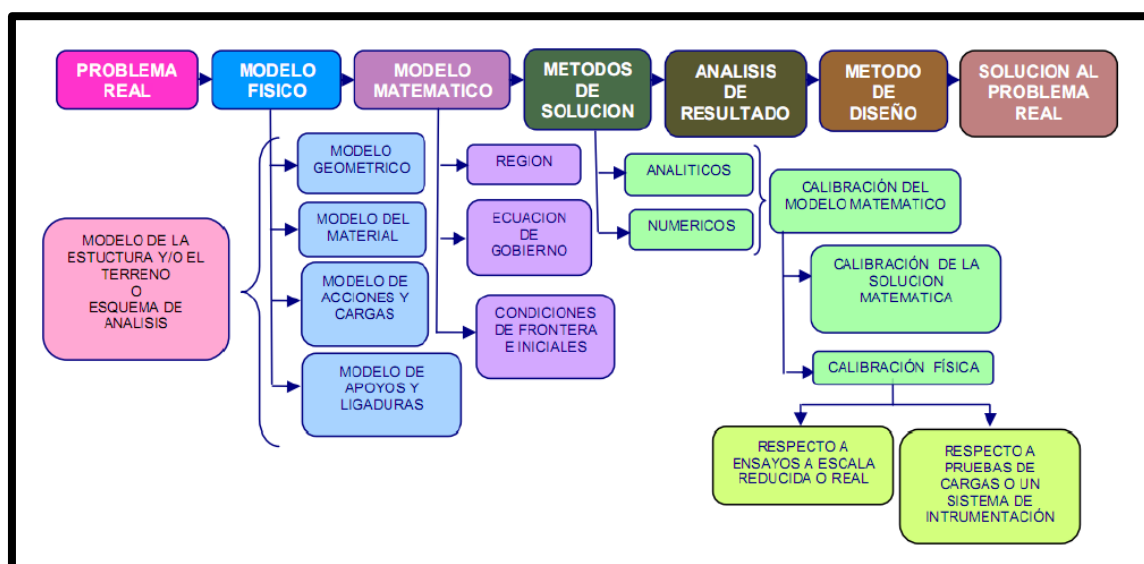


Figura 1.19 Diagrama General para la modelación. (BONILLA 2008)

La figura 1.20 muestra las distintas etapas (con sus diferentes particularidades) por las cuales transita el proceso de modelación para dar solución a un problema real. Se especificará en los métodos de solución, por ser uno de los aspectos más controversiales a la hora de afrontar un problema, los cuales pueden ser analíticos o numéricos.

El Método del Elementos Finitos se basa en dividir un objeto real en un número finito de elementos de geometría conocida. El comportamiento de cada pequeño elemento es pronosticado por medio de un conjunto de ecuaciones matemáticas. Entonces la computadora suma todos los comportamientos individuales de los elementos para predecir el comportamiento del objeto real.

Un modelo de elementos finitos es el dibujo de un cuerpo (malla de elementos finitos) con elementos definidos mediante los cuales se introducen las propiedades físico-mecánicas del material y con condiciones de fronteras establecidas en los nodos (grados de libertad, cargas) de forma tal que el modelo refleje el objeto físico y las condiciones a que está sometido.

El Método de Elementos finitos se emplea para predecir la conducta de objetos con respecto a fenómenos físicos como:

- ✓ Estados tensionales mecánicos (análisis de tensiones)
- ✓ Las vibraciones mecánicas
- ✓ Las transferencias de calor
- ✓ La mecánica de los fluidos
- ✓ Fenómenos eléctricos y magnéticos
- ✓ La acústica

Dentro del campo estructural, el MEF comparte protagonismo con el método matricial, siendo muchos los programas que mezclan el análisis por ambos métodos, debido sobre todo a la mayor necesidad de memoria que requiere el análisis por elementos finitos. Así se ha dejado la aplicación del MEF para el análisis de elementos continuos tipo losa o pantalla, mientras que los pórticos siguen todavía discretizándose en barras y utilizando el método matricial. Y con el desarrollo tan alto que ha alcanzado la rama informática y la disminución en el coste, tamaño de los ordenadores y el fenomenal incremento en la potencia de cálculo, el MEF ha desarrollado una increíble precisión. Los superordenadores son capaces de dar resultados exactos para todo tipo de parámetros.

La evolución de estos sistemas ha sido conducida por las peticiones de los usuarios, los cuales requieren:

- ✓ la simulación de sistemas complejos multidisciplinarios,
- ✓ la programación avanzada orientada al objeto,
- ✓ software para la resolución de sistemas diferenciales algebraicos,
- ✓ la computación simbólica y
- ✓ métodos gráficos avanzados

Se hace necesario comentar que existe un rol indisoluble entre simulación y experimentación, pues los modelos deben ser calibrados a partir de la respuesta física de la estructura obtenida en el ensayo real y cuantificado a partir de los métodos de instrumentación. La validación a través de la experimentación es un elemento importante, teniendo en cuenta que los métodos numéricos son aproximados y no están exentos de errores que deben ser minimizados (A. C. Recarey, 1999).

La integración del MEF con otras ramas ha propiciado el nacimiento de la Ingeniería Asistida por Computadora (Computer Aided Engineering - CAE). En la actualidad es normal la integración del cálculo por elementos finitos (Finite Element Analysis - FEA)

y el dibujo asistido por computadora (Computer Aided Design- CAD), siempre con el objetivo de reducir los tiempos de proyectos o de puesta de los productos en el mercado. Todo ello vinculado con el desarrollo vertiginoso de la industria de la computación y la programación, ha favorecido la aparición en el mercado de sistemas profesionales basados en estos métodos numéricos con grandes potencialidades para el análisis de los problemas tensión-deformación asociados con los sólidos, entre los cuales se destacan: ANSYS 10.0 Release, 2005; SDRC/I-DEAS (Complete CAD/CAM/CAE package), 2005; ABAQUS (Nonlinear and dynamic analyses), 2004; COSMOS (General purpose FEA), 2004.

1.3.1. Modelación constitutiva de los materiales.

La modelación constitutiva de un material es uno de los elementos más importantes para la solución de problemas en el campo de la ingeniería [Recarey, (1999)]. Si no se parte de un modelo constitutivo adecuado, no tendrían validez los resultados obtenidos, teniendo en cuenta que se toma un comportamiento equivocado del material ante el efecto de las cargas. [Bonilla, (2008)].

Conceptualmente el modelo constitutivo se define como una formulación matemática capaz de describir el funcionamiento físico macroscópico de un sólido ideal, que resulta luego de aplicar hipótesis simplificadoras sobre un sólido real.

Las ecuaciones lineales conocidas por **ecuaciones de Hooke generalizadas o ecuaciones de Lamé-Hooke**, son las ecuaciones constitutivas que caracterizan el comportamiento de un sólido elástico lineal. Los modelos elásticos son la relación constitutiva básica de la que nacen la mayoría de los modelos. La elasticidad lineal se ha desarrollado basada en esta teoría, la que ha propiciado sencillez y operatividad en la solución de problemas de ingeniería [Jiménez et al. (1981), Taylor (1994), León (1997), Roldan (1997), Roque (1998)]. [Bonilla (2008)], (Jiménez, 1994). Teniendo en cuenta lo antes mencionado, la elasticidad, es la propiedad que presentan los cuerpos de recobrar su forma cuando los efectos de las cargas impuestas cesan.

Las ecuaciones constitutivas basadas en la teoría de elasticidad presentan limitaciones, pues se pueden emplear solamente en rangos de cargas bajas y no toman en cuenta la historia pasada en el comportamiento del material [Jiménez et al. (1981)]. Son modelos mecánicos que no simulan la rotura, además de no tener en cuenta los fenómenos térmicos ni los efectos no estacionarios de fenómenos físicos.

Según las deficiencias antes mencionadas los científicos se han encaminado en la búsqueda de diversos modelos que puedan explicar el comportamiento de los materiales en régimen de trabajo no lineal. Para así explotar al máximo las propiedades y características de los mismos.

Para los materiales se han utilizado diversos modelos constitutivos hasta hoy, unos más alejados y otros mucho más acertados, entre los que se encuentran los siguientes.

- ✓ Modelo elástico lineal y no lineal
- ✓ Modelo plástico
- ✓ Modelo viscoso
- ✓ Modelo elasto-plástico
- ✓ Modelos de daño
- ✓ Modelos reológicos
- ✓ Modelo visco-elástico
- ✓ Modelo visco-elástico-plástico

1.3.2. Modelación numérica aplicada a uniones, bases de columnas.

(František Wald, Bouguin, Sokol, & Muzeau, 2000) En este trabajo los autores se propusieron como objetivo el estudio de las bases de columnas mediante la aplicación del método de los componentes, en el cual la conexión se descompone en varias partes. Calculan la longitud efectiva a través de las formulas propuestas en el T-stud, para un solo perno en la placa. Además calculan la rigidez de la base de columna por el método de los componentes asumiendo dos casos, uno cuando los pernos están en tensión y otro cuando no hay tensión en ellos.

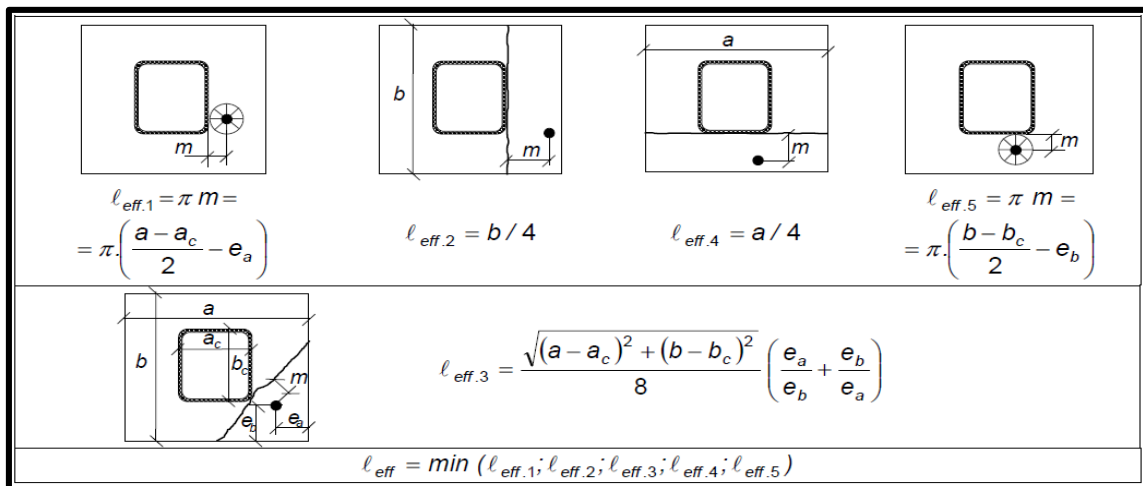


Figura. 1.20 La longitud efectiva para el T-stud de bases de columnas RHS con un perno

La modelación numérica corresponde a la comprobación de la longitud efectiva calculada por formulas analíticas. Para ello implementan el software profesional ANSY basado en el método de los elementos finitos. En la modelación del material utilizaron un modelo Multi-linear (no exponen el tipo de elemento finito utilizado, la densidad de malla utilizada, el modelo de falla del acero del hormigón). Para el análisis virtual cambiaron

las posiciones del perno alrededor de la esquina de la placa, observando el comportamiento y formación de las distintas líneas de fluencia, así como la influencia del diámetro de la tuerca en ellas. Notar que el perno fue modelado como rígido para que estas se produzcan solo en la placa.

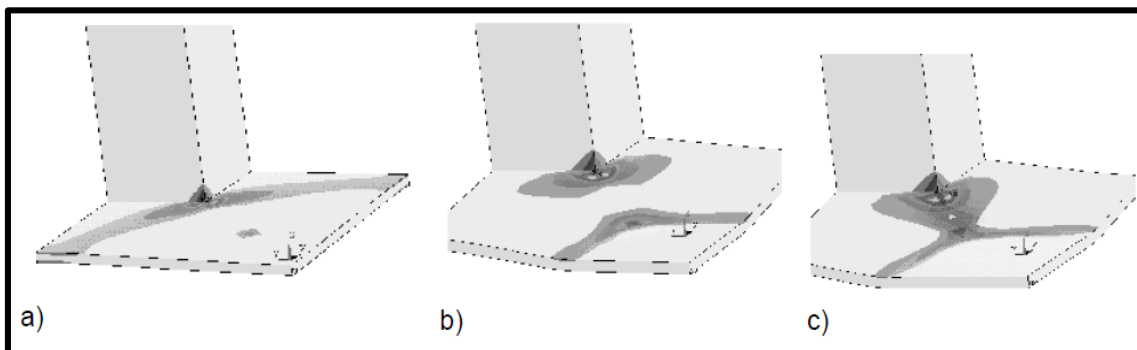


Figura 1.21 Influencia del diámetro de la tuerca del perno a) 25mm, b) 50mm con arandelas de 80mm, c) desplazamiento en el perno

Además proponen la comparación de la rigidez a través de las curvas de momento contra rotación de los ensayos experimentales de (Picard y Beaulieu) y (Nakashima) con la analítica calculada por el método de los componentes figura 1.22. Los experimentos estaban sometidos solamente a momento. Comparando la rigidez inicial, de los resultados experimentales y analíticos se puede demostrar una cercanía de ambos para ensayos con baja influencia de fuerza axial. Esto viene del grado de acero. En el modelo analítico no se utilizó la propiedad material medida, pero, los resultados muestran un buen acuerdo del modelo de predicción propuesto a las pruebas experimentales

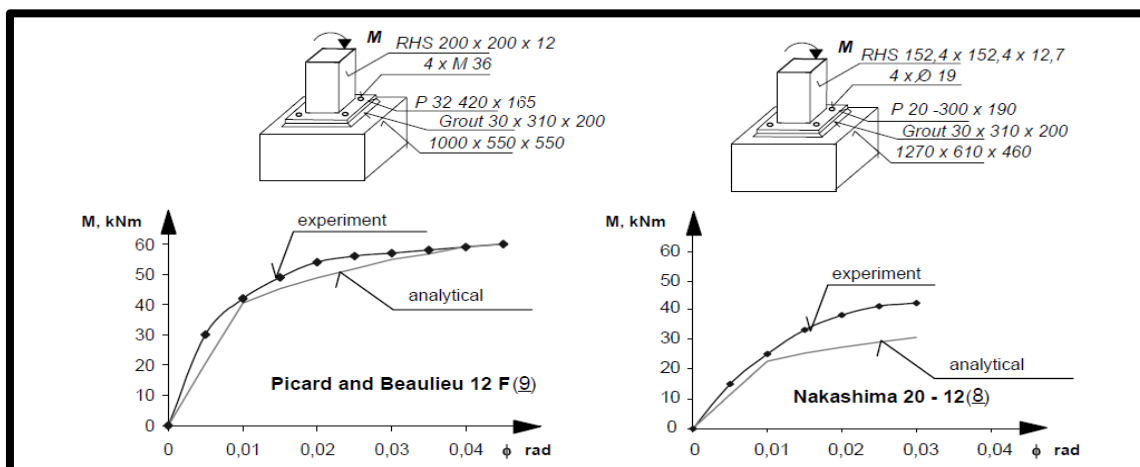


Figura 1.22 Comparación de las a través de la curva de momento rotacional de (Picard y Beaulieu) y (Nakashima)

Los resultados de la modelación numérica muestran una estimación igual a la calculada con las fórmulas analíticas para determinar la resistencia y la rigidez de la placa base de una columna RHS.

(Fahmy, 1999) Estudió el comportamiento sísmico de las bases de columnas de acero resistentes al momento. Además de una extensa revisión de la literatura, descripción de los resultados experimentales y simulaciones analíticas (FEM), el informe presenta una formulación integral para el diseño de la conexión base. Múltiples modos de fallo fueron explorados y clasificados en dos tipos de mecanismos, disipativos y no disipativos. Los mecanismos no disipativos no proporcionan disipación de energía estable y son accionados por modos de falla quebradizos (por ejemplo, fractura prematura de las soldaduras o barras de anclaje). Las conexiones básicas clasificadas como mecanismos disipativos, adecuadas para el diseño sísmico, se clasifican en tres grupos principales:

- (1) Fuertes columnas con bases débiles en las cuales ocurre la fluencia en uno o más componentes de la unión.
- (2) Columna débil y placa base fuerte, solamente ocurren articulaciones plásticas en la columna.
- (3) Un mecanismo equilibrado en el cual ocurre el efecto de articulaciones plásticas tanto en la placa base como en la columna.

Estas tres clasificaciones de comportamiento se caracterizan por una relación de momento plástico entre el momento plástico de la columna y la suma de las capacidades de momento de los componentes de la conexión. Estos parámetros de resistencia de la conexión, están definidos por un análisis plástico de la unión.

(Ravari, Othman, & Ibrahim, 2011) Los autores realizan un estudio del comportamiento de la rigidez de la placa base a partir de la implementación de cartelas o rigidizadores a una placa flexible. Para ello se apoyan en los métodos y modelos numéricos así como en las especificaciones de diseño de la norma Iraní. El espécimen modelado experimentalmente es una columna no estándar 21PE180 a la que se le aplica una fuerza de 610KN y según las especificaciones de diseño Iraní la placa base debe tener las siguientes dimensiones 450x450x31mm (Iraní, Ravari et al. 1996). Para los modelos numéricos se empleó una base de columna rigidizada con una altura de 150 mm y unos rigidizadores de 10 mm de espesor basándose en las disposiciones de diseño. Estos autores no refieren ni el programa utilizado ni el tipo de elemento finito.

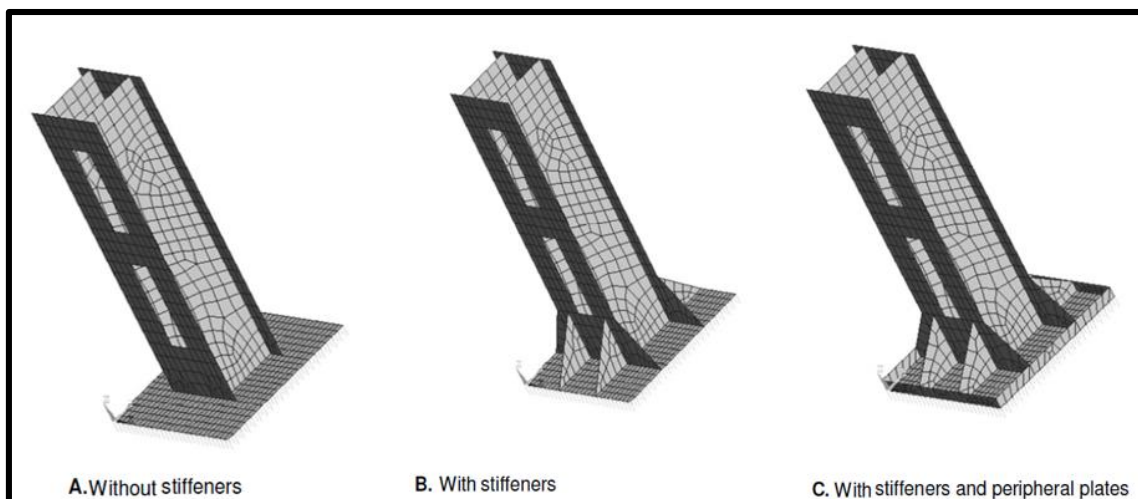


Figura 1.23 Especímenes modelados.

Plate thickness (mm)	Condition of base plate	Maximum flexural stresses in the analysis (Mpa)	Allowable flexural design stress (Mpa)
31	Without stiffener	180.40	180
30	With stiffeners	760	144
20	With stiffeners	149	144
16	Stiffeners+Peripheral plates	147	144

Figura 1.24 Descripción de los elementos para la simulación.

Estudian la idoneidad de las especificaciones en el diseño de placas bases con rigidizadores y el grado de rigidez de la conexión con la cimentación, la precisión de la modelación a través del MEF. Realizan una comparación entre los resultados experimentales y numéricos. Y llegan a los resultados siguientes.

Las especificaciones de diseños actuales para placas bases de columnas rigidizadas son conservadoras en la misma medida que en el diseño de placas bases para columnas no rigidizadas. Se debe tener cuidado en el diseño de placas bases rigidizadas basados en los momentos que se generan en las esquinas, lo que da lugar a un diseño de placa base gruesa que es muy conservador. Por tanto esa región no se debe considerar en el análisis.

Las placas de base de la columna demuestran hasta cierto punto resistencia a la rotación, incluso si están diseñadas o idealizadas como una conexión completamente fija. A la inversa, las bases de columna, que se clasifican como rígidas, pueden presentar una deformación considerable. Se ha demostrado que si se añaden refuerzos se cambiará el comportamiento de conexión hacia una situación más rígida, pero no se garantizará una conexión totalmente rígida. Sin embargo, otros parámetros tales como aumentar el espesor de la placa base o el diámetro de los pernos de anclaje altera el comportamiento de rotación hacia una conexión más rígida.

Se debe tener cuidado al modelar los soportes del bastidor como una conexión rígida, ya que en realidad la consecución de tal condición está en duda e influye significativamente

en la respuesta global del marco, la deflexión estructural y la estabilidad no se determinan correctamente.

Descripción del modelo numérico de, (Aalberg & Torp Karlsen, 2012) los autores realizan una modelación numérica con el software ABAQUS, para la cual se empleó 1/8 del modelo experimental, el miembro tubular rectangular fue modelado como un elemento con todos sus ángulos rectos, (sin curvatura en las esquinas) con una altura de 200mm. La cabeza de los pernos fue modelada redonda, además fue incluida la pretensión en los pernos.

Para este estudio los miembros estaban sometidos a tracción axial. Los elementos volumétricos utilizados para la discretización son del tipo C3D8R los cuales tienen tres grados de libertad traslacional en cada nodo. La placa fue mallada con 4 elementos para el espesor de la misma y el perfil RHS con 2 elementos. Para la interacción entre la cabeza del tornillo y la placa declararon un contacto "surface to surface" igual que para la zona de la soldadura

Test specimens	RHS (mm)	End-plate [mm]	Number of bolts
A1 and A2	80·80·4	8,0	4
B1 and B2	80·80·4	10,1	4
C1 and C2	80·80·4	8,0	8

Figura1.25 Programa experimental

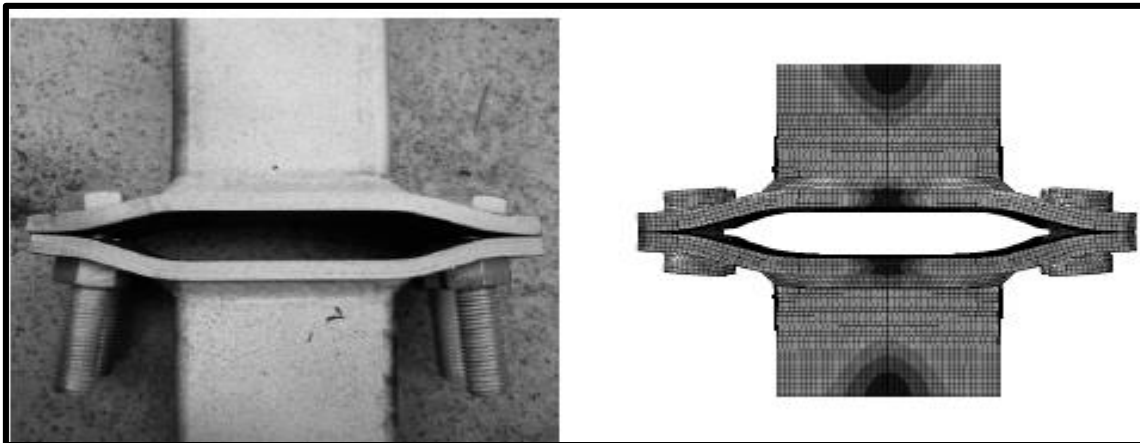


Figura 1.26 Comparación entre el experimento real y el modelo numérico

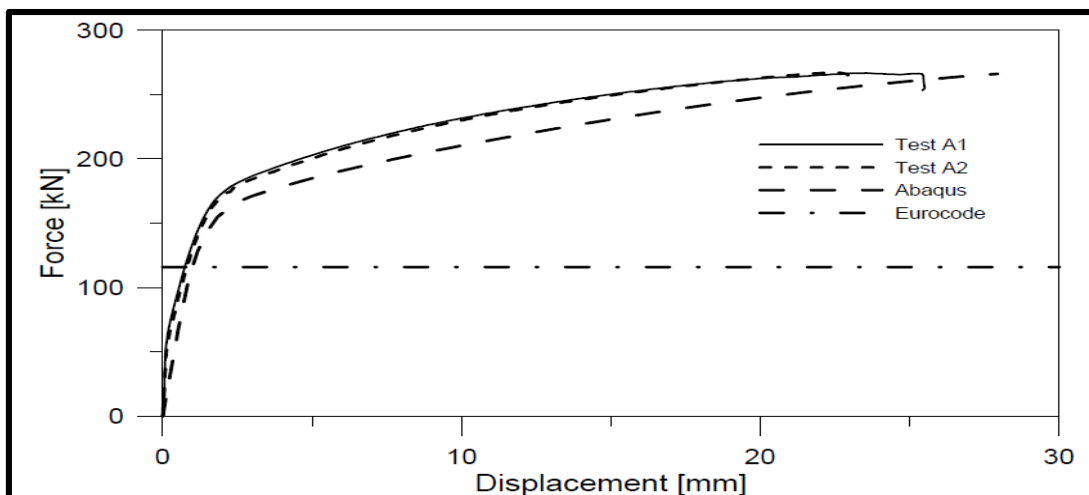


Figura 1.27 Comparación de los desplazamientos entre los resultados experimentales y los numéricos

Para el experimento A el desplazamiento se toma como el desplazamiento relativo entre las dos placas extremas. Se utilizan valores medidos para la geometría y el material sin ningún factor para el material. La curva obtenida a partir de la simulación de Abaqus se encuentra sólo ligeramente por debajo de las curvas de prueba, y muestra que la simulación de FE puede muy bien ser utilizada para predecir e interpretar pruebas sobre tales componentes. En la comparación de los demás test ocurre lo mismo.

Las simulaciones numéricas de FE muestran un buen acuerdo con la respuesta de los especímenes, en particular para el comportamiento inelástico. La rigidez en la parte inicial de las curvas de respuesta experimental se ve afectada por la pretensión del perno. Por lo tanto, los modelos de rigidez basados en la analogía de la viga se comparan con la rigidez en las simulaciones, donde la geometría de la placa final se modela con una geometría (plana) perfecta. El uso de los coeficientes de rigidez del Euro código para los especímenes de la placa final RHS produce valores de rigidez demasiado altos, mientras que el modelo de rigidez alternativo sugerido muestra resultados prometedores.

(Heristchian, Pourakbar, Imeni, & Ramezani, 2014) Los autores en esta investigación realizan un ensayo de las columnas embebidas en el hormigón de la cimentación ya que un estudio después del terremoto de Kobe reveló que las columnas embebidas responde mejor a los terremotos. Además de un ensayo experimental se realizó una modelación numérica del espécimen. Se realizaron tres ensayos con secciones IPE140 con acero S235, en un bloque de hormigón no reforzado con una edad de 60 días. Para la modelación numérica utilizaron el software profesional Abaqus 6.10-1 en el modo “dynamic explicit”, para la modelación de los componentes implementaron elementos C3D8R, para el comportamiento del hormigón fue modelado con el modelo de daño plástico, el

contacto definido entre la columna de acero y el bloque de hormigón fue definido como cohesivo con un coeficiente de fricción de 0.2.

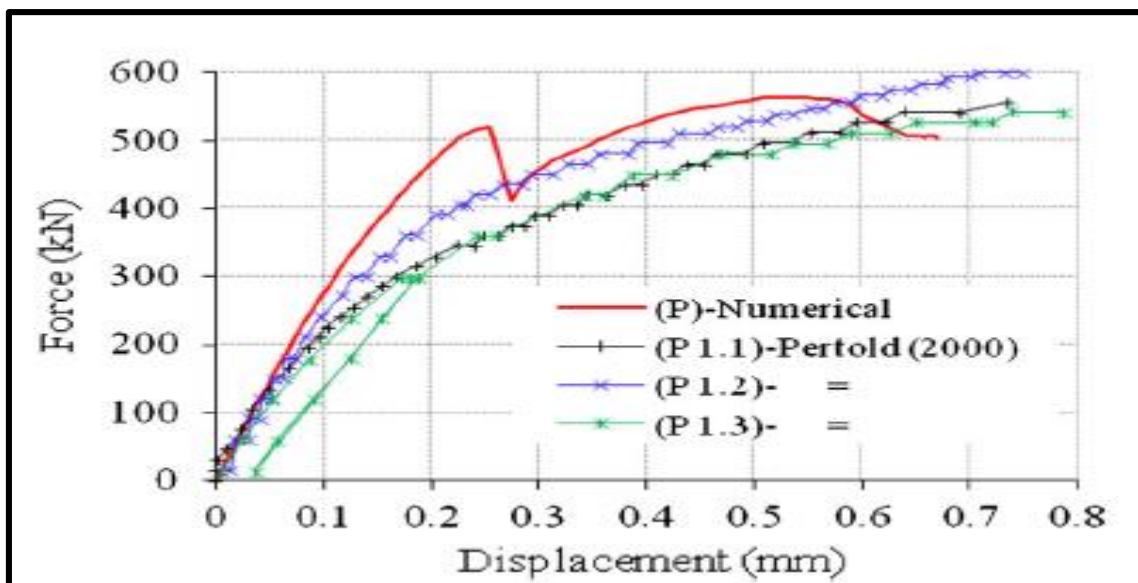


Figura 1.28 Comparación entre los desplazamientos numéricos y experimentales bajo carga cíclica.

En comparación con el trabajo experimental, los modelos numéricos con datos apropiados y software adecuado podrían simular el comportamiento a la tracción de una base de columna incrustada de manera más económica. En la actualidad, debido a la falta de estudios de casos numéricos suficientes, algunos parámetros de los modelos tienen que ser calibrados con trabajo experimental. En otras palabras, los resultados numéricos no son 'completamente independientes' todavía, y tienen que ser validados y verificados. Es necesario que los rangos adecuados y las tendencias de variación de los parámetros influyentes para los modelos numéricos a estudiar, de tal manera que los resultados de los modelos de los casos ya probados no necesitarían calibración.

A pesar de lo anterior, se requiere un trabajo más experimental para adquirir una comprensión más profunda del comportamiento de arrastre de las bases de columnas incrustadas. Las pruebas con soportes de gato (reacciones) lejos de la región del "cono de extracción" de las secciones estructurales incrustadas simularían mejor una condición de arranque estático en una base de columna real. Además, se necesitan más experimentos con diferentes geometrías (y detalles) de secciones estructurales incrustadas.

(Baniotopoulos, Sokol, & Wald, 1999) Los autores realizan un estudio numérico a través de modelos en 2D y 3D, para la calibración de los mismos utilizan el ensayo experimental COST C1 realizado en Czech Technical University en Prague. La simulación numérica

fue llevada a cabo usando el código del ANSYS 5.3 con las siguientes características, elementos de 8 nodos tipo SOLID 45 para la modelación del plato, SOLID 65 para el hormigón. Usaron el comportamiento plástico del material tanto para el acero como para el hormigón, para la definición del contacto entre acero y hormigón usaron contacto "point to point" con elementos tipo CONTAC 52.

Para este cálculo se consideró un bloque de hormigón infinitamente largo y, por lo tanto, sólo se utilizó una capa de elementos de ladrillo. La estructura presenta un comportamiento bidimensional (deformación en plano) que requiere la aplicación de condiciones de contorno simétricas. Con este enfoque, el comportamiento 3D no lineal del hormigón, incluyendo agrietamiento y trituración, puede incorporarse en un modelo bidimensional, para la malla de elementos finitos.

El hormigón utilizado para los bloques fue diseñado como C35. Se midieron la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad. La resistencia a la compresión $f'_c = 33,1$ MPa y el módulo de elasticidad $E = 46\,789$ MPa. El módulo de elasticidad se midió por método ultrasónico. Las propiedades materiales del acero se obtuvieron a partir de ensayos de tracción. Se encontró el límite de elasticidad $F_y = 334$ MPa y la resistencia última $f_u = 460$ MPa para el T-stub en compresión, $F_y = 317$ MPa y $f_u = 400$ MPa para T-stub en tensión y $F_y = 365$ MPa y $f_u = 443$ MPa para el pernos de anclaje.

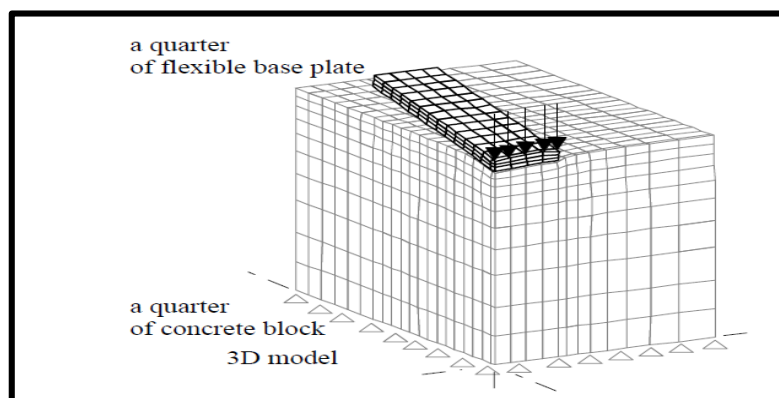


Figura 1.29 Espécimen modelado para obtener la distribución de tensiones en el hormigón

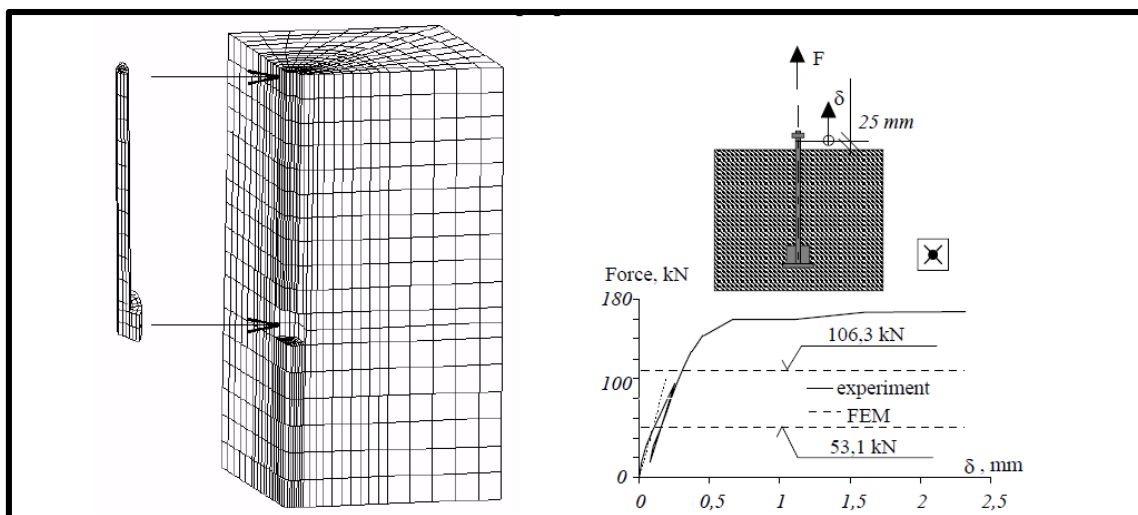


Figura 1.30 Simulación del perno de anclaje

Modelo 2D

La técnica de modelado 2-D descrita se aplica aquí para simular el comportamiento de la conexión de la placa base mostrada en la Fig. 9. La conexión de base de columna de acero consiste en una columna de acero RHS 120/200/10 que se conecta a un bloque de hormigón a través de una placa de acero. El espesor de la placa base se considera como un parámetro crítico que varía tomando los siguientes valores: 20 mm, 25 mm y 30 mm. También se utilizan seis tornillos M20 - 5.6. La conexión se simula por medio de una malla de elementos finitos 2-D (figura 1.31) que consta de 4044 nodos y 2829 elementos de cuadrilátero de tensión simple.

El grosor de los elementos de tensión plana se ajustan adecuadamente para tener en cuenta las propiedades tridimensionales de la estructura. Obsérvese que en la zona de los orificios de la placa, la placa y el perno se solapan. La interacción entre los dos cuerpos se tiene en cuenta al considerar las condiciones de contacto unilateral entre ellos. También se supone que las condiciones de contacto unilaterales se mantienen entre la placa y el bloque de hormigón. Se supone un comportamiento elasto-plástico para el perfil de acero y la placa. Un diagrama similar se utiliza para describir el material del perno. El material del bloque de hormigón se considera lineal con módulo de elasticidad $E = 29 \text{ GPa}$.

La junta del modelo se carga mediante desplazamientos aplicados introducidos como una secuencia de 50 incrementos en la parte superior del borde de la columna. A cada incremento se aplica un desplazamiento de 2 mm en la estructura. Se distinguen tres grupos de soluciones, cada una de las cuales corresponde a las tres placas mencionadas anteriormente con espesor diferente. En cada conjunto, la carga de compresión axial de la conexión consta de los seis casos siguientes: 0 kN, 100 kN, 200 kN, 300 kN, 400 kN, 500 kN. De cada grupo se obtienen curvas de momento-rotación que se comparan por separado.

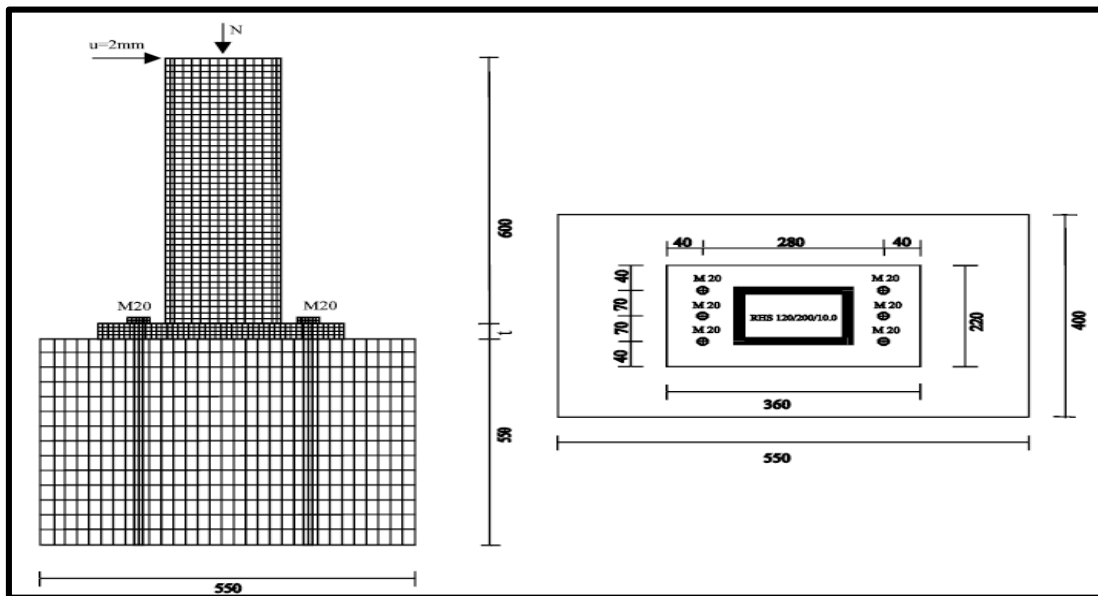


Figura 1.31 Simulación en 2D del espécimen

Los autores llegaron a la conclusión de que la simulación a través del MEF de las bases de columnas muestra un buen acuerdo en la etapa inicial de la carga, el acuerdo decrece en la parte no lineal de la curva de deformación. La simulación de la capacidad de deformación es una difícil tarea similar a observaciones experimentales en este caso grandes fuerza y bajas deformaciones. La modelación aplicando el MEF es una herramienta importante para entender la distribución de esfuerzos durante la aplicación de la carga. Los modelos 3D sólidos están limitados por un número muy alto de libertad, pero los modelos 2D son aplicables para estudiar un problema particular especial. Los modelos FE verificados a los experimentos son una herramienta importante para entender la distribución de tensiones durante la carga, en posiciones donde es imposible realizar la medición directa. El modelado de toda la junta es complejo debido a la diferente deformabilidad de las partes de la junta. Por lo tanto, el modelado de los componentes, incluyendo sus necesidades particulares como el contacto, fricción, falla del hormigón y así sucesivamente es necesario para proporcionar antes de la solución de toda la unión.

(Shabanian et al., 2016) Se realiza un estudio simple de la base de una columna ensayada en el laboratorio y su evaluación con el MEF. El modelo experimental cuenta de las siguientes dimensiones:

Tie rod	Plate thickness (cm)	plate dimention (cm)	The column section	Concrete foundation dimensions (cm)
M20	20	50×50	HEA – 200	50×60

Figura 1.32 Características geométricas utilizadas en el ensayo

Yield stress	Modulus of elasticity	The abbreviated name	Corresponding part
235 Mpa	2.1×10^5 Mpa	S235	column base plate
355 Mpa	2.1×10^5 Mpa	S355	columns
900 Mpa	2.1×10^5 Mpa	Grade10.8	bolts
25 Mpa	2.5×10^4 Mpa	C25	Pedestal

Figura 1.33 Propiedades de los materiales que componen la unión

Para la modelación numérica del experimento se utilizó el software profesional ANSY con los elementos tipo SOLID se modelaron las partes componentes del modelo, para el contacto se establece “contact surface” con un coeficiente de fricción de 0.6, para el efecto de la pre-tensión se utiliza “PRETS179” los pernos se consideran “Tie” al hormigón. Para la modelación del comportamiento del material se utilizó: acero como material isotrópico y en el hormigón se empleó el modelo de Drucker-Prageralso con un tamaño de elementos de 5mm.

En esta curva comparativa se puede verificar que en la parte lineal del comportamiento del material una coincidencia entre ambas pero en la parte no-lineal las curvas empiezan a separarse una de la otra, eso puede ser la diferencia en las condiciones de borde del experimento con el modelo analítico, errores en el equipo que aplica la carga. La diferencia en el comportamiento de la soldadura. La comparación entre ambos resultados indica que hay una buena interacción entre ambas, las diferencias entre las curvas de momento –rotacional están basadas en algunos factores como el deslizamiento de los tornillos en los huecos de la placa.

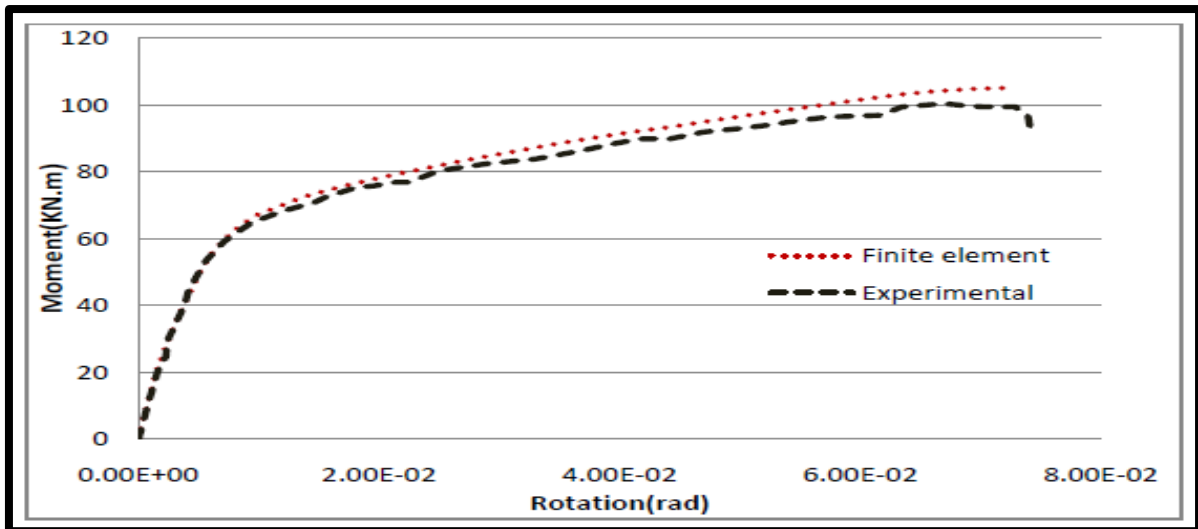


Figura 1.34 Comparación del momento-rotacional experimental con el numérico (MEF)

1.4. Conclusiones:

1.4.1. Conclusiones. Sobre experimentación de uniones de bases de columnas.

- ✓ Varios autores han desarrollado numerosos trabajos experimentales, que son utilizados como base de datos para estudios paramétricos y para la validación de modelos numéricos, en la mayoría de los casos se realizan análisis de la longitud efectiva de la placa por donde ocurrirá la fluencia de la misma, las columnas son evaluada a carga axial y momento aunque en algunos casos se evalúa el cortante, en la mayoría de estos se evalúa la acción frente a cargas cíclicas.
- ✓ Además se realizan estudios para evaluar las rigideces de los elementos que componen la conexión y su aporte a dicha rigidez, se proponen modelos de fallos de las placas bases y se evalúan experimentalmente puesto que en muchos de estos se realiza un ensayo sísmico, se proponen longitudes de embebimiento de los pernos esquemas de distribución de tensiones a través de los ensayos y de la modelación numérica.
- ✓ En los experimentos se realizan estudios variando las siguientes variables: el espesor de la placa, las distancias a borde y distribución de los pernos de anclajes, además de la variación de la magnitud de la carga y la resistencia del hormigón.
- ✓ Como algunos experimentos se realizan bajo cargas cíclicas de sismo los autores proponen que el fallo debe ocurrir en la placa o en el perfil puesto que el fallo es dúctil y no un fallo frágil en el hormigón o en los pernos.

- ✓ Proponen que la longitud de embebimiento de los pernos sea de 8 a 24 veces el diámetro del perno. Y que la longitud puede ir disminuyendo según sea el tamaño de la tuerca de anclaje embebida en el hormigón de la cimentación.

1.4.2. Conclusiones. Sobre la modelación numérica en bases de columnas.

- ✓ El uso de herramientas computarizadas con la implementación del Método de los Elementos Finitos, combinadas con experimentaciones permite profundizar en el estudio de uniones de bases de columnas, algunos de los autores consultados en la literatura utilizaron la modelación numérica como alternativas de investigación.
- ✓ Para muchos de los experimentos numéricos se utilizaron los softwares profesionales ANSY & ABAQUS, en los cuales se utilizaron elementos hexaédricos tipo laderillos para la modelación de las partes componentes de la unión, como: la placa, el bloque de hormigón, y el perfil. En todos los casos las condiciones de frontera estaban dispuesta de manera tal que hubiese una continuidad del material, la calibración de los modelos fueron realizadas en correspondencia con ensayos experimentales
- ✓ Los autores utilizan varios modelos para definir el comportamiento del acero: el modelo bilineal con criterio de rotura de Von Mises, otros usan modelos elasto-plásticos y algunos le introducen al software las curvas obtenidas en el ensayo experimental para este material.
- ✓ Para la modelación del hormigón los autores utilizan modelos bilineales, el modelo de Hognestad de esfuerzo contra desplazamiento, el modelo de Drucker – Prager, el modelo de Daño Plástico.
- ✓ Los elementos finitos utilizados para discretizar el mallado fueron, elementos C3D8R y S4R de la librería de Abaqus con los que se modelaron todas las partes de algunos modelos, en otros modelos se usaron los elementos SOLID45 para modelar el acero y SOLID65 para el hormigón del código de ANSY. Notar que ambos elementos son muy parecidos.
- ✓ Los tipos de contactos utilizados son: para definir el contacto entre la tuerca y la placa usan: “surface to surface”(Abaqus); para el contacto entre la placa y el hormigón se empleó: “contact surface” con un coeficiente de fricción de 0.6(Ansy), “point to point” con elementos tipo CONTAC 52(Ansy); para el

contacto entre los pernos o la columna embebida y el hormigón utilizan: “cohesive behavior” con un coeficiente de fricción de 0.6(Abaqus), “Tie”(Ansy)

- ✓ Los autores no refieren un tamaño de malla para sus experimentos pero en algunos casos recomienda que en la zona de más interés haya una mayor densidad de malla.
- ✓ En la mayoría de los especímenes modelados se encuentra una conducta similar entre los experimentos de laboratorio y los realizados numéricamente, las diferencias se encuentran en la parte no-lineal del comportamiento del material, lo cual puede estar dado por la resistencia del material, las condiciones del ensayo, los factores que intervienen en el comportamiento de la unión, el tipo de contacto asignado entre las superficies, la geometría, y el efecto de la pretensión en los pernos, entre otros. En fin los métodos numéricos nos ofrecen un mayor acercamiento al trabajo real de este tipo de conexiones.
- ✓ Mediante la modelación numérica se pueden obtener esquemas de distribución de tensiones reales dentro de los elementos que son casi imposibles de obtener con el empleo de estudios experimentales de laboratorio. Esto se logra gracias al empleo de gráficos policromados.

Capítulo II: Modelación y simulación numérica de bases de columnas metálicas rígidas.

2. Introducción

La simulación numérica de ensayos experimentales se ha venido empleando para conocer mejor el comportamiento tanto de los materiales como de diferentes tipos de elementos estructurales. Los ensayos virtuales son una técnica de investigación muy poderosa pues permiten combinar la los ensayos experimentales con ensayos numéricos siendo estos últimos de gran apoyo a los investigadores pues con estos se pueden medir diferentes variables que en un experimento real serian una tarea engorrosa y difícil.

Entre las bondades que brinda la simulación numérica se puede ejemplificar, la posibilidad de apreciar de forma visual a través de los tonos policromáticos la propagación de los estados tensionales que tienen lugar en el interior de las estructuras, así como la evolución que experimenta el daño físico-mecánico de la conexión bajo la acción de las cargas, durante todo el proceso de ensayo hasta llegar a la falla. (Bonilla, Larrúa, Mirambell, & Recarey, 2007).

Es evidente que la calibración de los modelos es fundamental por lo que no se puede prescindir de ella, lo que significa que es un riesgo obtener dichos modelos sin respaldo de la realidad. Bien empleado el método de los elementos finitos y dentro de ciertos límites permite un aumento del conocimiento de la respuesta estructural, posibilitando identificar regiones con alta concentración de tensiones y prever el desenvolvimiento de las deformaciones de la estructura.

En el desarrollo de este capítulo se realizará una descripción detallada de cómo serán modeladas las partes componentes de una unión rígida de base de columna metálica, así como las características de los materiales y los modelos de comportamiento empleados para los mismos. Además de una descripción de la geometría empleada para las diferentes partes, las condiciones de fronteras definidas para la simulación y los tipos de contactos establecidos para el modelo numérico. La calibración del tipo de elemento finito y la densidad de malla que más eficiencia presenta a la respuesta de los estudios experimentales tuvo lugar en un trabajo de diploma realizado en el curso anterior, (Daniel García Moreno (2017)), obteniendo resultados con un mínimo margen de error. En este trabajo también se definieron las superficies de contacto entre los distintos materiales, las propiedades y los modelos de los materiales a emplear en la modelación de bases de columnas.

Para este estudio la herramienta numérica utilizada es el software ABAQUS/CAE versión 6.14-1 basada en el MEF, pues es un software muy potente que implementa varios modelos constitutivos de los materiales, además en él se implementa varias opciones de diseño y cuenta con distintos tipos de análisis. Abaqus cuenta con una librería de elementos finitos con la cual se pueden mallar disimiles formas complejas.

2.1. Descripción del modelo

El espécimen modelado está conformado por un perfil W12x14 A36 el cual esta soldado a la placa base (la unión entre el perfil y la placa se modelo como empotrada porque no se está evaluando el fallo de la soldadura en la unión); la placa base es de acero A36 de (150x420 mm) con espesores de (20, 50, 70, 100 mm), los pernos empleados tendrán un diámetro de 19mm y una longitud de 500mm; el pedestal tendrá una profundidad de 600mm y la sección de este tendrá las mismas dimensiones de la placa, teniendo en cuenta que la relación $A1/A2$ sea igual a 1.0.

Para la modelación solo se trabajó con la mitad de la base de columna, aprovechando así la simetría del modelo, lo que permite una disminución del gasto computacional.

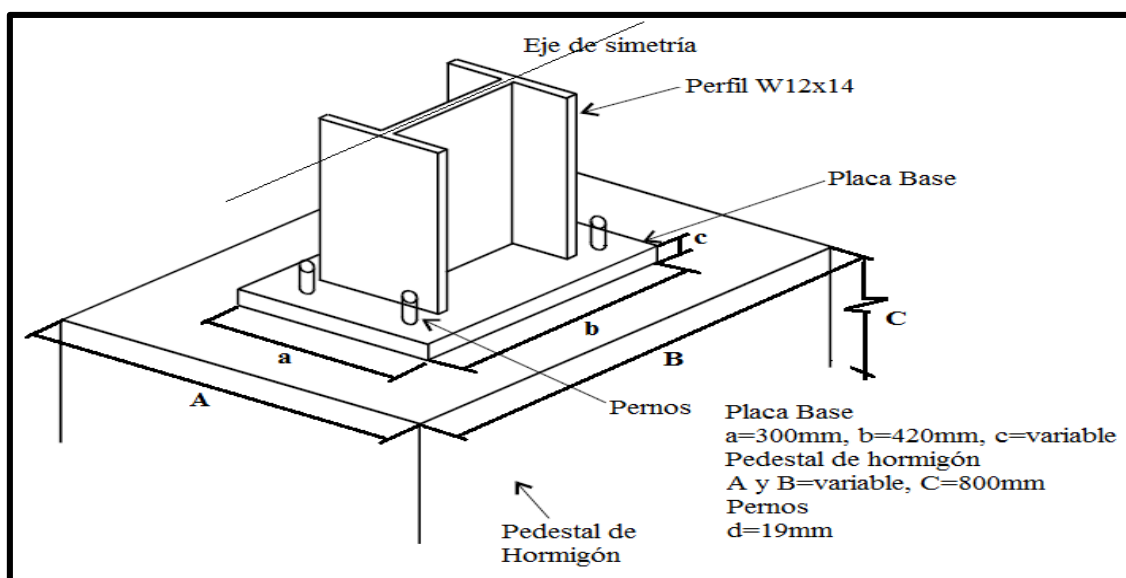


Figura 2.1 Dimensiones del modelo

2.2. Modelación de la geometría

Teniendo en cuenta las facilidades que muestra la herramienta computacional de elementos finitos ABAQUS/CAE, en cuanto a la representación gráfica de la geometría de las partes que intervienen en el modelo en 3D y las herramientas de la familia de los CAD que implementa para su construcción. Además permite crear varias partes de manera independiente (Module ``PART``) y luego ser ensambladas como una sola en el módulo ``Assembly`` lo cual es muy ventajoso para el espécimen que se modelara. El modelo virtual consta de las siguientes partes:

- ✓ Pedestal de hormigón.
 - ✓ Conectores tipo pernos
 - ✓ Placa base conectada a un perfil I
- a) Pedestal de Hormigón: Para crear la geometría del pedestal en el módulo ``PART`` se hace clic en la pestaña ``Create New Part`` para crear una nueva parte, después con

el comando ``Create Rectangle`` se introducen las dimensiones de vista en planta de la sección y luego se extrude teniendo en cuenta la profundidad del elemento, para realizar los huecos en la posición de los pernos se lleva el pedestal al módulo ``Assembly`` se ubican los pernos en la posición y con el comando ``Merge/Cut instances`` se corta la geometría de los pernos dentro del pedestal. Además se pueden realizar también los huecos en el pedestal utilizando la herramienta ``Create Cut: Extrude`` se selecciona la cara a la cual se le realizarán los agujeros y luego con las herramientas del sketch se realizan los círculos en la posición de los pernos y se le introduce el valor de profundidad de extrusión y quedan realizados los cortes. Las propiedades del material son asignadas en el módulo ``Property`` al crear una sección para este elemento.

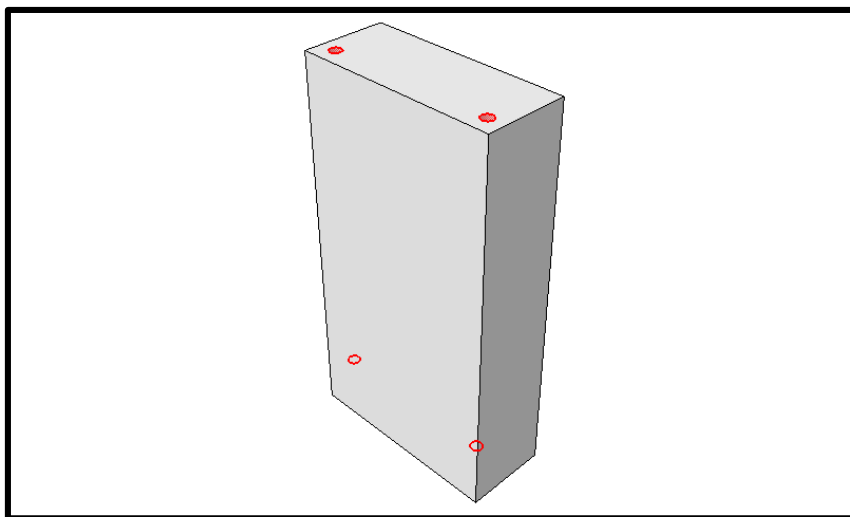
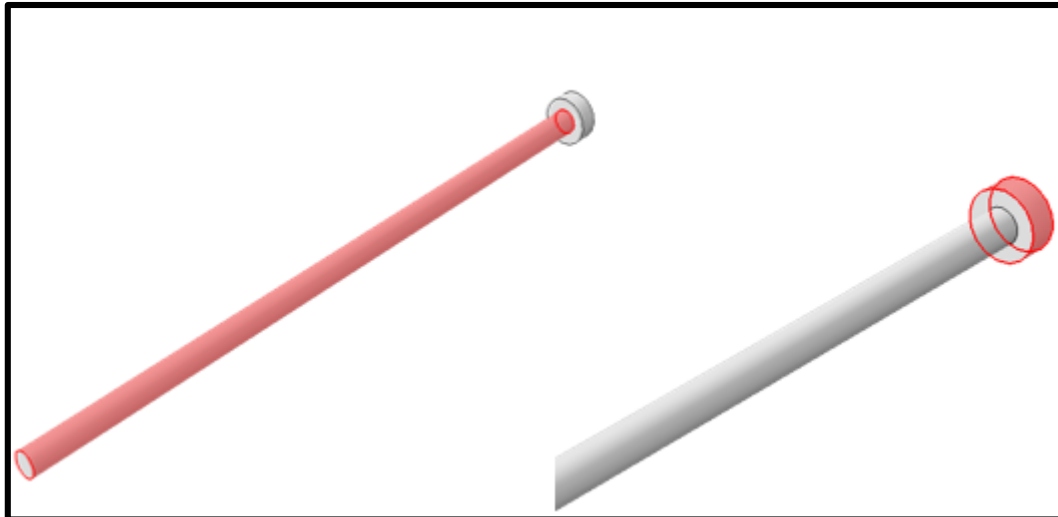


Figura 2.2 Pedestal Modelado

- b) Conectores tipo pernos: Para construir este elemento conformado mediante dos cilindros de diferentes diámetros para la cabeza y el vástago. Se entra en el módulo ``PART`` con el comando ``Create Circle: Center and Perimeter`` se introduce el punto central y luego se le da el valor del radio del círculo, finalmente se especifica la profundidad de extrusión y se conformó la cabeza del perno. Para la creación del vástago en el mismo módulo se hace clic en la pestaña ``Shape, Solid, Extrude`` se especifica la cara por la cual se extrudirá el sólido y con los mismos comandos utilizados para conformar la cabeza se conforma el vástago. Las propiedades del material son asignadas como se describió anteriormente



.Figura 2.3 Conformación del perno, vástago y cabeza

- c) Placa base conectada a un perfil **I**: la placa y sus agujeros es creada con los mismos comandos con los que se creó el pedestal. Para crear el perfil unido a la placa se entra en el módulo ``Sketch`` y con los comandos de los softwares CAD se confecciona el perfil luego se pasa al módulo ``PART`` y siguiendo los pasos utilizados para crear el vástago del perno se entra nuevamente en una ventana, ahí se elige la herramienta ``Add`` y se presiona sketch seguido de eso se escoge el perfil creado se coloca en la posición deseada y se extrude, así queda creado el perfil unido a la placa. Las propiedades del material se asignan como anteriormente se ha explicado.

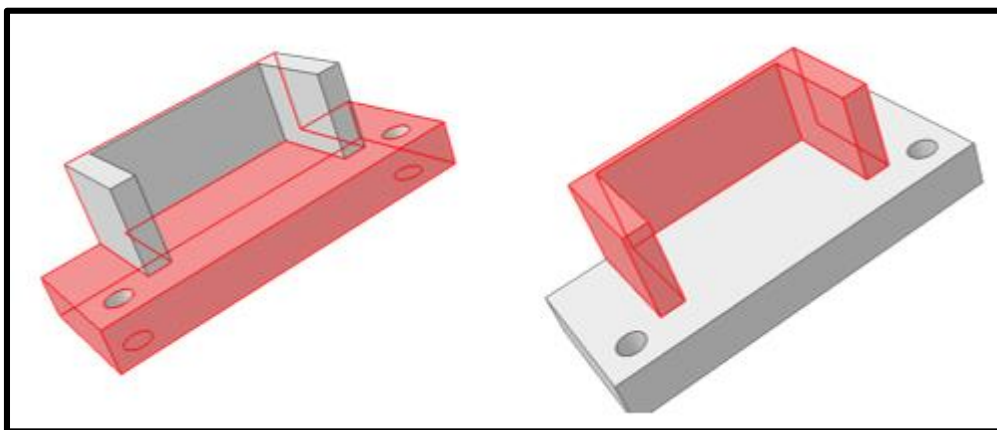


Figura 2.4 Placa con agujeros y perfil

2.3. Ensamblaje

Para el ensamblaje de las partes componentes del modelo se entra en el module ``Assembly``, con la herramienta ``Create Intance`` se traen las partes de module ``PART`` y utilizando los comandos llamados ``Constrains`` (que te permiten definir planos paralelos, unir ejes, colocar objetos coaxiales entre otros), ``Rotate``, ``Translate`` se colocan en el lugar correspondiente cada pieza del modelo. Posteriormente el modelo es particionado para poder mallarlo con la malla más adecuada.

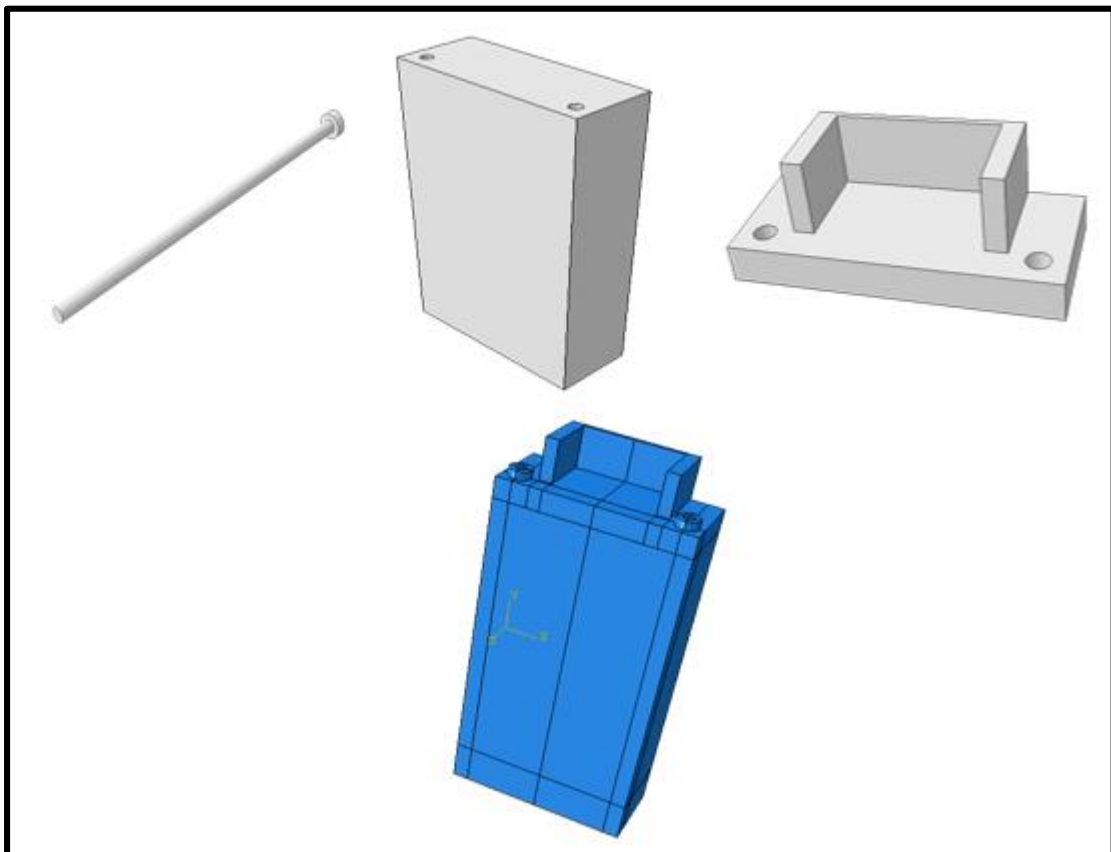


Figura 2.5 Partes usadas en el modelo y el modelo ensamblado

2.4. Modelos constitutivos empleados para la modelación de los materiales.

2.4.1. Modelación del acero.

Teniendo como base la modelación de estructuras mixtas de acero-hormigón y los ensayos numéricos realizados en bases de columnas metálicas y en estudios de trabajos con este material como los de **Lam y Ellobody (2005)**, **Ellobody y Young (2006)**, así como **Bonilla et al. (2007a)(2007b)(2007c)**, **Bonilla (2008)**, se ha adoptado para el acero el comportamiento bilineal con criterio de rotura de Von Mises. Para definir las propiedades del material se emplean los comandos ELASTIC y PLASTIC de los códigos

del programa ABAQUS. Para la placa base, los pernos y el perfil de la columna se utilizó como material un acero con las siguientes propiedades:

- Para la rama elástica un módulo de elasticidad $E = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$ y coeficiente de Poisson $\mu = 0.3$ y
- para la rama plástica las tensiones de fluencia con su correspondiente deformación $f_y = 450 \text{ MPa}$; $\epsilon_y = 0.00175$

2.4.2. Modelación del Hormigón.

El material hormigón ha sido modelado adoptando el modelo de daño plástico [Oller 1996; Lee 1998] implementado en ABAQUS (*Concrete Damage Plasticity*) pues considera los fenómenos más importantes del hormigón basado en los principios teóricos del modelo de Mor-Coulomb modificado. El cual fue creado para estudiar los daños irreversibles asociados a los mecanismos de fallos, que ocurren en el hormigón.

Para la utilización del modelo de daño plástico se deben introducir las curvas de comportamiento para compresión y tracción del hormigón como puntos discretos ($\bar{\sigma}$ vs $\bar{\epsilon}$), tomadas a partir de ensayos uniaxiales. [Bonilla; 2015]

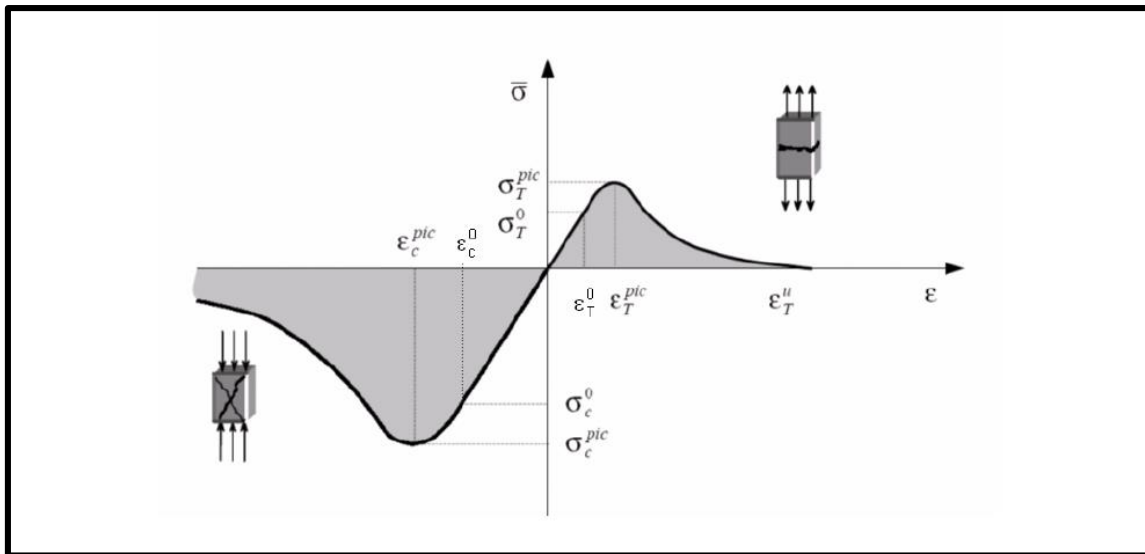


Figura 2.6 Curvas tensión vs deformación para el hormigón según Oller (1996)

Además se deben introducir otros parámetros que tienen que ver con la parte elástica del material como el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson; teniendo en cuenta las recomendaciones del ACI para hormigones de densidad normal, el módulo de elasticidad es calculado por la siguiente ecuación $E_c = 4700 * \sqrt{f'_c}$ y el valor para el coeficiente de Poisson es $\mu = 0.17$. El ángulo de dilatación varía entre 13.5-15 (tracción-compresión), empleándose para la calibración de los especímenes modelados el de 15.

2.5. Descripción y discretización del modelo

Para la calibración del espécimen modelado numéricamente se emplearon los ensayos reales de este tipo de conexión realizados en (Adany, 2000) específicamente los resultados del espécimen SP-1 del que se ofrece una descripción detallada de la geometría y de las características de los materiales utilizados (la resistencia del hormigón y del acero). Además brinda gráficos en los que se observan la magnitud de la carga empleada, el valor de los desplazamientos para cada estado de cargas y el punto donde fueron medidos los mismos. Como no existen experimentos reales en la bibliografía que brinden tan específico este tipo de información Daniel García Moreno, (2017) eligió esta unión como punto de partida para realizar la calibración de un modelo numérico. La calibración fue realizada utilizando el software profesional ABAQUS, para ello empleo varios tipos de elementos de la biblioteca del software que permiten la discretización de la geometría volumétrica de los sólidos y obtener buenas respuestas a las variables de salida deseadas, los elementos empleados son del tipo: C3D4, C3D6 y C3D8R. Esta calibración será la utilizada para la discretización del modelo empleado en este trabajo puesto que el margen de error está por debajo del 1%.

Los resultados de la en la siguiente calibración se muestran tabla (Tabla 2.1)

Configuración	Parte	Elemento	Densidad de malla	Desplazamiento		Diferencia	
				Compresión	Tensión	Compresión	Tensión
I	Placa	C3D4	0,03	0,075 mm	0,62 mm	25%	3%
	Perfil	C3D4	0,03				
	Perno	C3D4	0,03				
	Pedestal	C3D4	0,03				
II	Placa	C3D4	0,01	0,076 mm	0,6 mm	24%	0%
	Perfil	C3D6	0,01				
	Perno	C3D6	0,01				
	Pedestal	C3D6	0,01				
III	Placa	C3D6	0,007	0,09 mm	0,6 mm	0,001%	0%
	Perfil	C3D8R	0,007				
	Perno	C3D8R	0,007				
	Pedestal	C3D8R	0,007				
Real				0,1 mm	0,6 mm		

Tabla 2.1 Resultados de la calibración virtual con diferentes tipos de elementos finitos. (García 2017)

Esta tabla muestra las distintas configuraciones utilizadas para la calibración, los distintos tipos de densidad de malla, llegándose a la conclusión de que la mejor configuración para la simulación es la III, con una densidad de malla de 0.007.

2.6. Definición de las condiciones de borde o de frontera.

En este epígrafe se darán a conocer los tipos de contacto establecidos entre los diferentes elementos y las condiciones de apoyos elegidas para el modelo.

- a) **Contacto entre el vástago del perno y el concreto:** esta unión fue tratada como rígida, porque aunque no haya una continuidad entre ambos materiales existen ciertas resistencias al desplazamiento teniendo en cuenta que los anclajes presentan dobleces, tuercas incrustadas, barras soldadas y sistemas de anclajes que no permiten el deslizamiento de los mismos. Para generar esa interfase se utiliza el comando ``Create Constrain`` y se escoge de la lista ``Tie`` que es la variante más adecuada para representarlo.

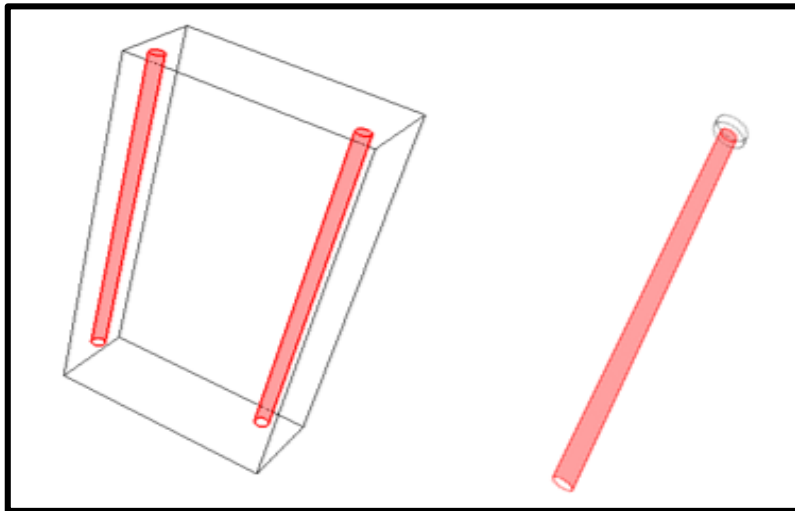


Figura 2.7 Zonas en contacto entre el pedestal y los pernos

- b) **Contacto entre la tuerca (cabeza del perno) y la placa:** se modela como un contacto normal-tangencial para esto se utiliza el comando ``Mechanical`` y dentro de este las opciones ``Tangential Behavior`` y ``Normal Behavior`` además el contacto entre las partes es definido como ``surface to surface``. El coeficiente de fricción tomado para definir el rozamiento entre ambos fue $\mu = 0.15$.

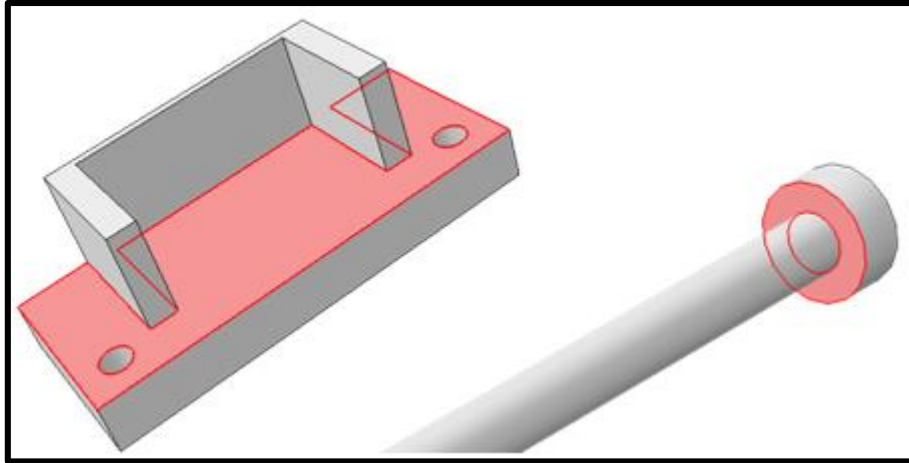


Figura 2.8 Zonas en contacto entre las tuercas y la placa

- c) **Contacto entre la placa y el pedestal de hormigón:** Como la placa es el elemento intermedio entre el perfil y el pedestal de hormigón, es la encargada de realizar una mejor distribución de los esfuerzos de la superestructura. Por lo que se definió un contacto de la misma manera que para el existente entre las tuercas y la placa base pero con un coeficiente de fricción distinto $\mu = 0.6$

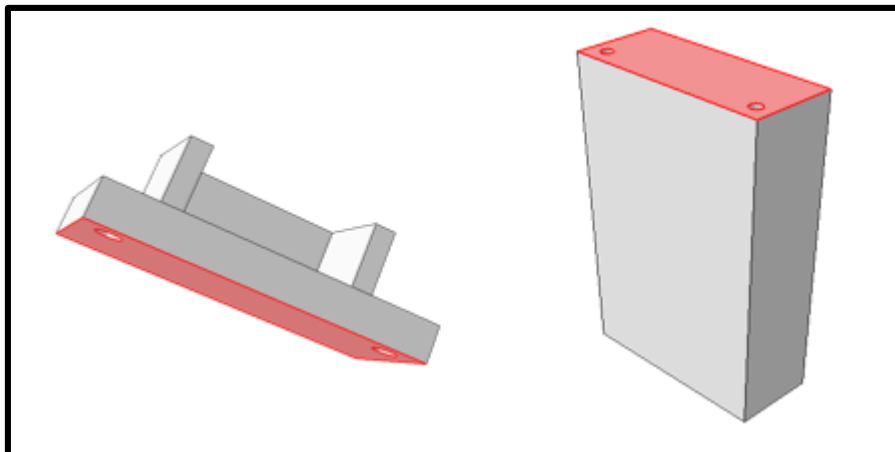


Figura 2.9 Zonas en contacto entre la placa y el pedestal

- d) **Condiciones de borde:** Para la modelación del espécimen se tomó la mitad del modelo; el corte se realizó por el eje de simetría y el otro corte se realizó donde se une el pedestal con el plato de la cimentación. Además para definir la estas condiciones se entra en el module ``Load`` y con el comando ``Create Boundary Condition`` se señala la cara del modelo que será restringida y dentro del cuadro de dialogo se selecciona la opción adecuada. Como la unión fue cortada por el eje de simetría se señala la cara que se muestra en la figura # 2.10 y se restringe el movimiento en la dirección del eje **Z** permitiendo el desplazamiento y el giro en las otras direcciones lo cual ocurre en la realidad; en el corte del pedestal se

restringe el desplazamiento en la dirección del eje **Y** solamente permitiendo una continuidad del material como se muestra en la figura (2.10).

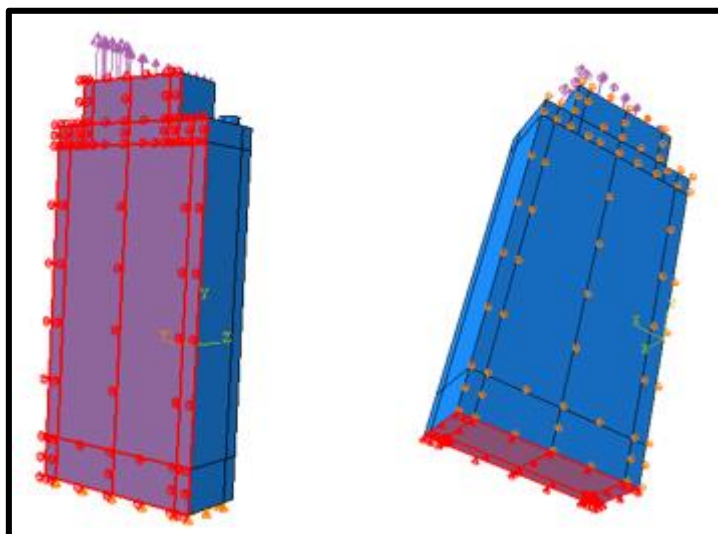


Figura 2.10 Condiciones de apoyo para la unión simétrica.

2.7. Definición de la aplicación de la carga

Las cargas en la unión son aplicadas directamente sobre el perfil, para este estudio no se consideraron cargas horizontales, es decir, la unión solo estará sometida a esfuerzos normales y de momento. Para la creación de la carga se utiliza el comando ``Create Load`` luego se elige el paso donde serán creadas las carga, se selecciona el tipo de distribución a utilizar [``Pressure``] (El paso en el cual se aplican las cargas fue definido con anterioridad en este paso se define el tipo de análisis y se eligió ``Static, General`` y análisis no-linear.). Para la distribución de carga normal se elige la opción uniforme y se da la magnitud de la carga. Para crear la acción del momento debido a carga excéntrica se utilizó la expresión de Navier la cual permite realizar una distribución de cargas no uniforme variando la excentricidad de la carga. Teniendo en cuenta que el software no realiza este tipo de análisis, para implementar esta distribución es necesario definir la ecuación de la recta para cada excentricidad y utilizando la herramienta ``Analytical Fields`` se crea esta ecuación utilizando las variables y operadores que brinda el programa; luego como antes se describe se escoge la opción que se creó con el comando ``Analytical Fields`` en vez de uniforme y en el valor de la magnitud se coloca 1 para que actúe y distribuya la verdadera carga.

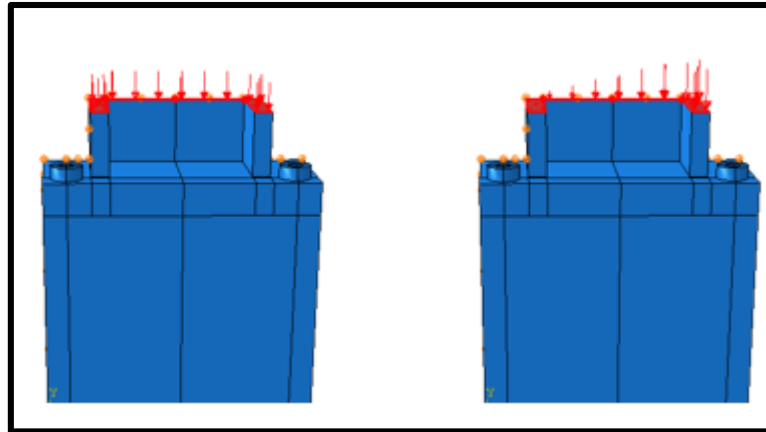


Figura 2.11 Carga uniforme y distribuida variable.

Expresión de Navier:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \quad (1.1)$$

N: La carga axial

A: Área del perfil metálico

M: Momento actuante

W: Momento angular del perfil

Ecuación de la recta:

$$y - y_0 = m * (x - x_0) \quad (1.2)$$

y: punto final en y

y₀: punto inicial en y

m: pendiente

x₀: punto inicial en x

x: punto final en x

2.8. Conclusiones de la modelación:

Después de una minuciosa descripción del modelo empleado en la simulación virtual en cuanto a las propiedades de los materiales, los modelos constitutivos de los materiales, las condiciones de borde o de frontera y la forma de aplicación de la carga.

- ✓ Se constató que los modelos constitutivos de los materiales empleados y las propiedades de los mismos en un régimen de trabajo no lineal tienen un adecuado comportamiento como se puede apreciar en la tabla 2.1 (errores en los desplazamientos por debajo del 1%).
- ✓ Siendo consecuente con lo dicho anteriormente podemos afirmar que los contactos definidos entre las partes del modelo tienen una buena respuesta y no discrepan de la realidad.
- ✓ El empleo de elementos tipo ladrillo C3DR8 para discretizar los volúmenes del pedestal, los pernos y el perfil permite arrojar mejores aproximaciones de los resultados del modelo numérico con respecto al experimento real.

- ✓ Que el empleo de la expresión de Navier como distribución de la carga actuante permite buenas aproximaciones numéricas a los estados tensionales reales.

Capítulo III: Resultados y estudio de la simulación numérica de bases de columnas metálicas rígidas.

3. Introducción

Diversos estudios se han realizado para comprender el comportamiento de las bases de columnas metálicas como se pone de manifiesto en el Capítulo I. En ellos se estudian los diferentes tipos de fallos que ocurren en la placa base, los pernos de anclajes y en el hormigón bajo las distintas formas de aplicación de la carga.

En este capítulo se realiza un análisis del comportamiento de las bases de columnas metálicas partiendo de los resultados obtenidos tras la simulación numérica de un grupo de especímenes virtuales de este tipo de uniones. Dichos resultados a partir de una gama de colores monocromáticos permiten entender y conocer mejor el estado tenso-deformacional que ocurre en la conexión cuando está sometida a diferentes estados de cargas. Además, nos brindan la posibilidad de analizar aspectos teóricos y enfoques normativos para el análisis y diseño para este tipo de unión. En este tipo de unión donde la relación $A1/A2=1$ se analiza la influencia que poseen en la distribución de tensiones en el hormigón las siguientes variables:

- a) La resistencia a compresión del hormigón.
- b) La excentricidad de la carga.
- c) El espesor de la placa.

Aprovechando las ventajas que brinda la simulación numérica con el empleo del software Abaqus en este capítulo se realiza un análisis tenso-deformacional de las uniones modeladas. En las siguientes figuras se muestra los puntos donde fueron obtenidas las mediciones para estudiar las distintas variables antes mencionadas.

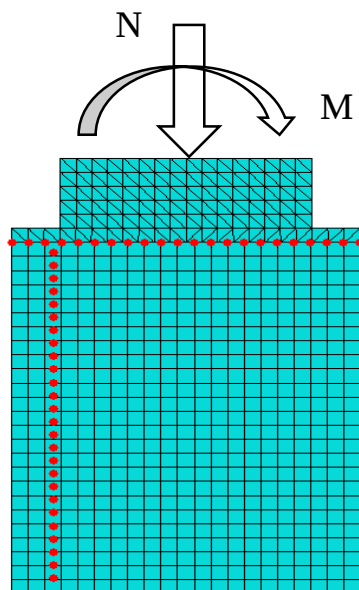


Figura 3.1 Ubicación de los puntos donde se realizaron las mediciones de tensión.

3.1. Análisis de la influencia del espesor de la placa:

Para el análisis de la influencia del espesor de la placa base en la distribución de las tensiones de compresión en el pedestal de hormigón cuando la relación $A1/A2=1$. Se tuvo en cuenta que el valor de la carga actuante en el perfil fuera igual al 75 % de la carga de falla por fluencia ($N = 0,75 N_y$) como se recomienda en (Adany, 2000)

El valor anterior prevé el fallo por resistencia del perfil. Además como el perfil empleado para la modelación pertenece a las tablas de perfiles laminados en caliente de las especificaciones de diseño de la LRFD el fallo por estabilidad local está exento en ellos por sus características geométricas. Los espesores de placa utilizados son: 20mm, 50mm, 70mm, y 100mm, el vuelo de la placa según las recomendaciones de varios códigos es de 3pulgadas. La resistencia del hormigón tomada fue de 25MPa y además se empleó una distribución de carga uniforme.

A continuación se muestran las diferentes figuras donde se aprecian la distribución de tensiones y la profundidad hasta valores significativos de tensión (Compresión) en el hormigón bajo las cargas actuantes. Los valores que se presentan en los gráficos y las figuras están expresados en Pascal para las tensiones y en metros las deformaciones.

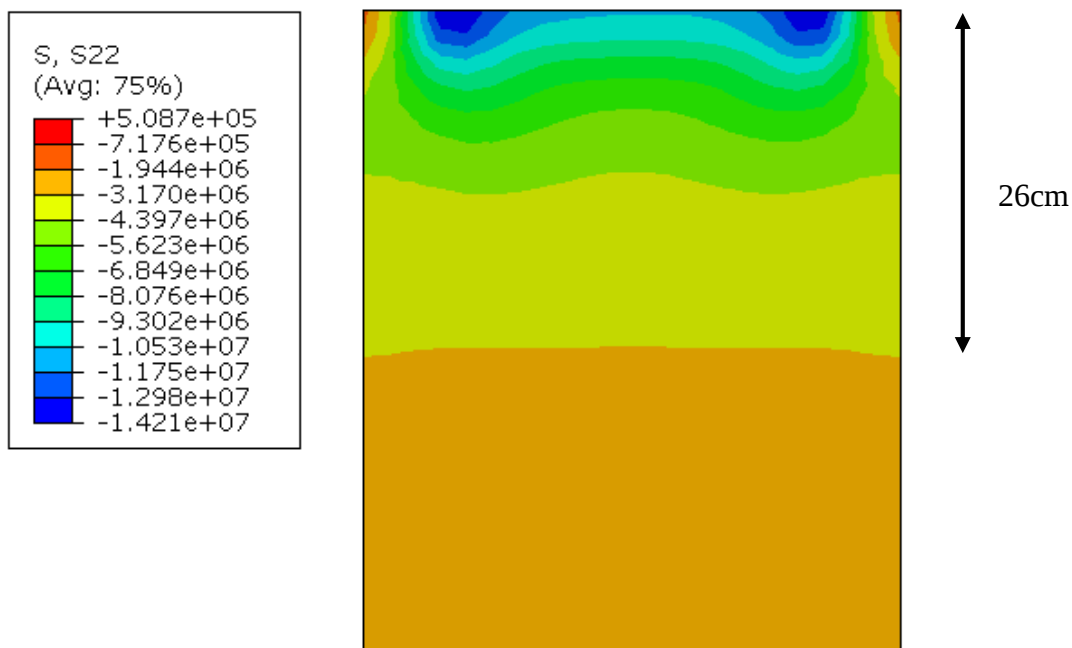


Figura 3.2 Distribución de tensiones en el hormigón para un espesor de placa 20mm y una resistencia de 25MPa.

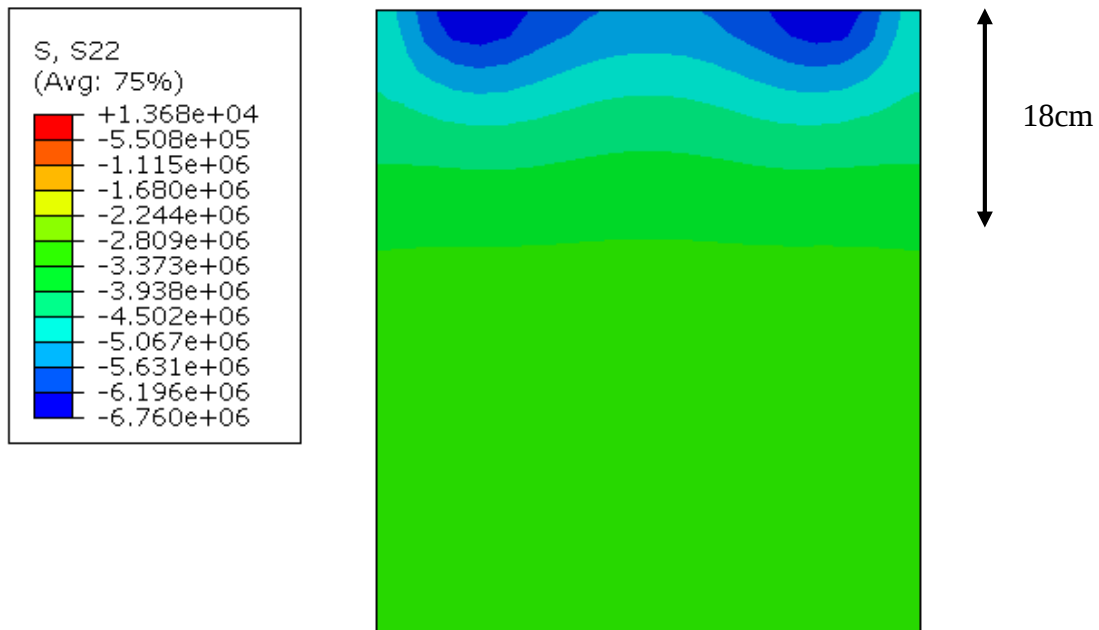


Figura 3.3 Distribucion de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 50mm y una resistencia de 25MPa.

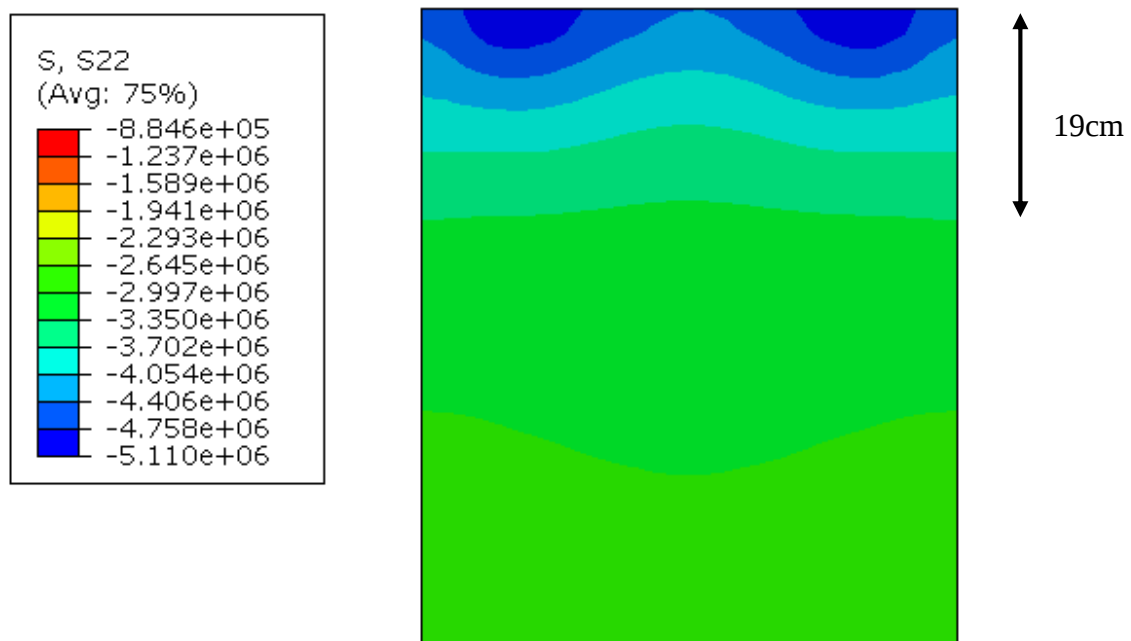


Figura 3.4 Distribucion de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 70mm y una resistencia de 25 MPa.

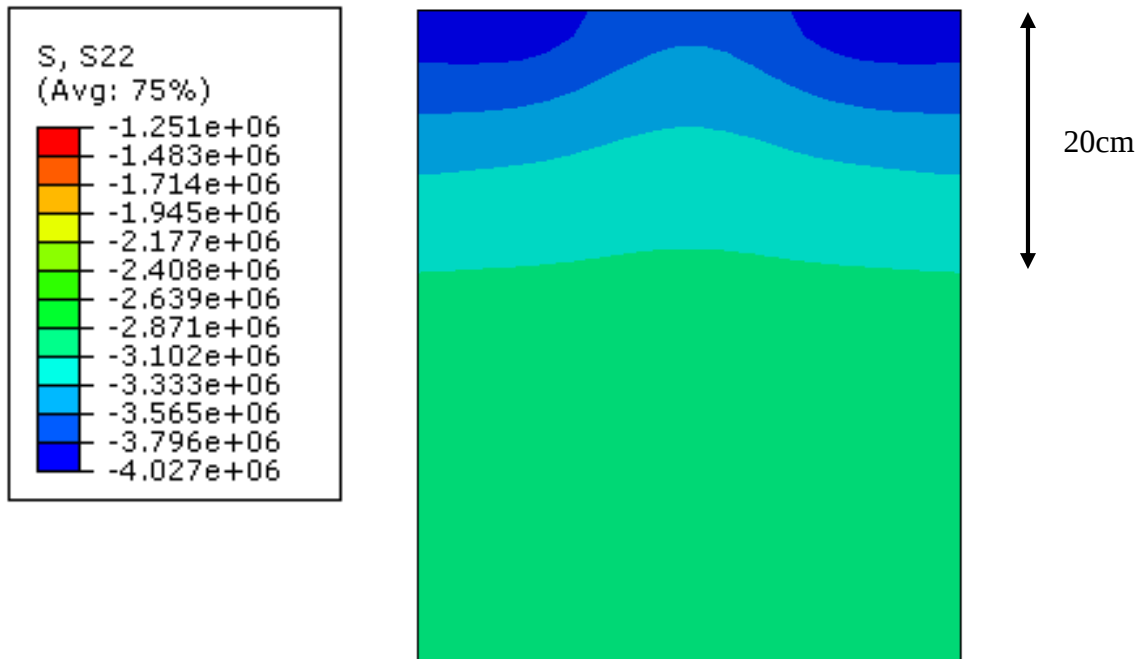


Figura 3.5 Distribucion de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 100mm y una resistencia de 25 MPa.

El siguiente gráfico muestra las distintas distribuciones de tensiones en el hormigón para los diferentes espesores de placas analizados.

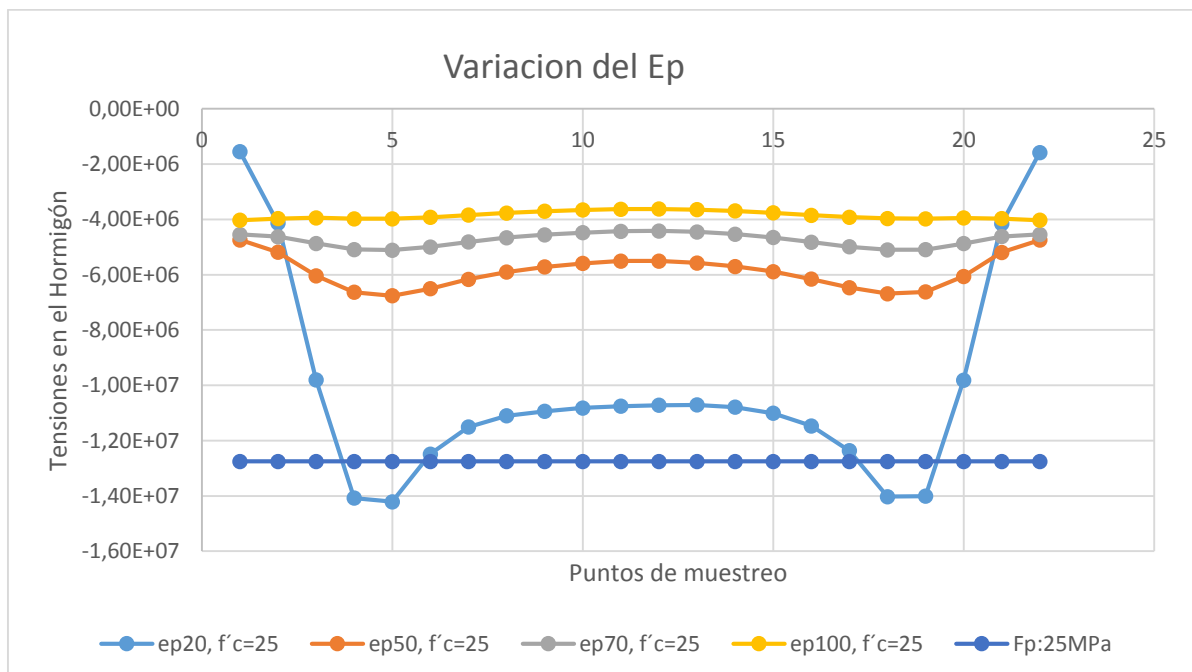


Grafico 3.1 Distribución de tensiones en el hormigón frente al comportamiento de distintos espesores de placa y una resistencia de 25MPa.

3.2. Influencia de la resistencia de hormigón:

Para evaluar la influencia de la resistencia del hormigón en la distribución de tensiones en el pedestal se analizó el modelo anterior (con iguales espesores de placa y condiciones de carga) para valores de resistencias del hormigón de 25, 30, 35, y 40 MPa.

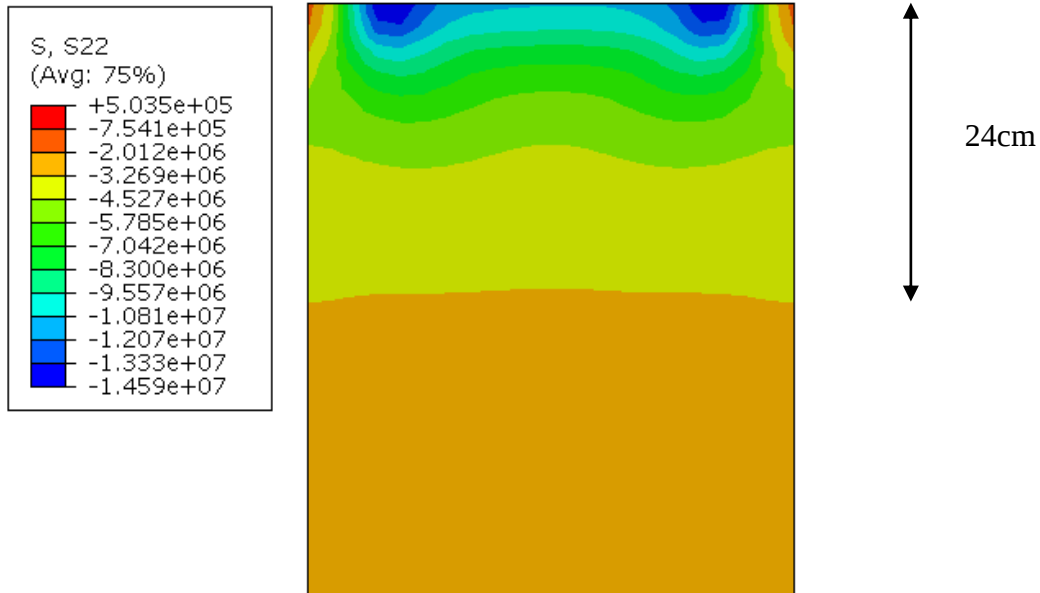


Figura 3.6 Distribucion de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 20mm y una resistencia de 30 MPa.

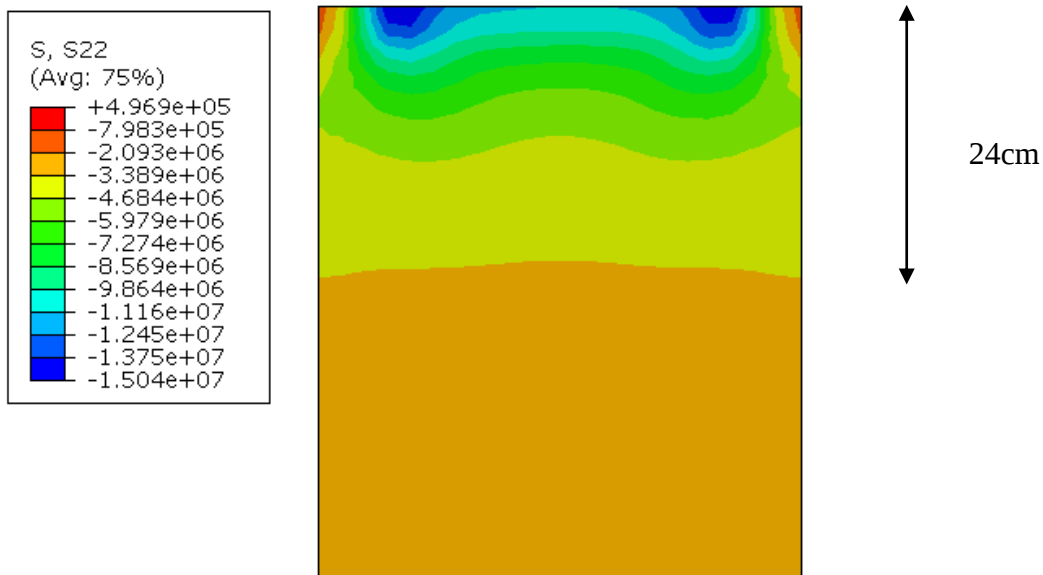


Figura 3.7 Distribucion de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 20mm y una resistencia de 35 MPa.

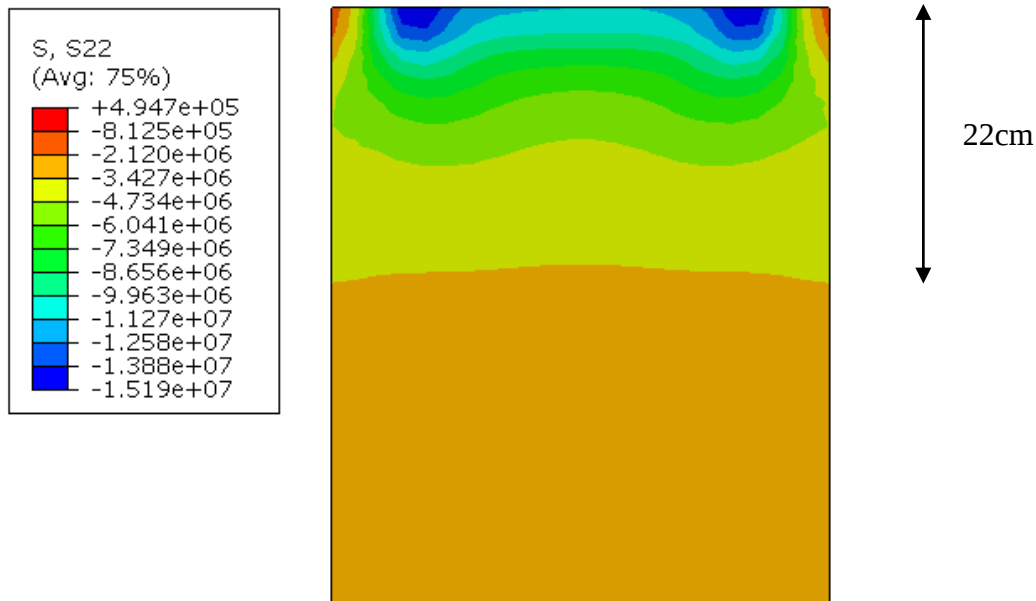


Figura 3.8 Distribucion de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 20mm y una resistencia de 40 MPa.

El grafico muestra la distribucion de tensiones que ocurren en el hormigon para un espesor de placa de 20mm y la variacion de la resistencia caracteristica del hormigon f'_c

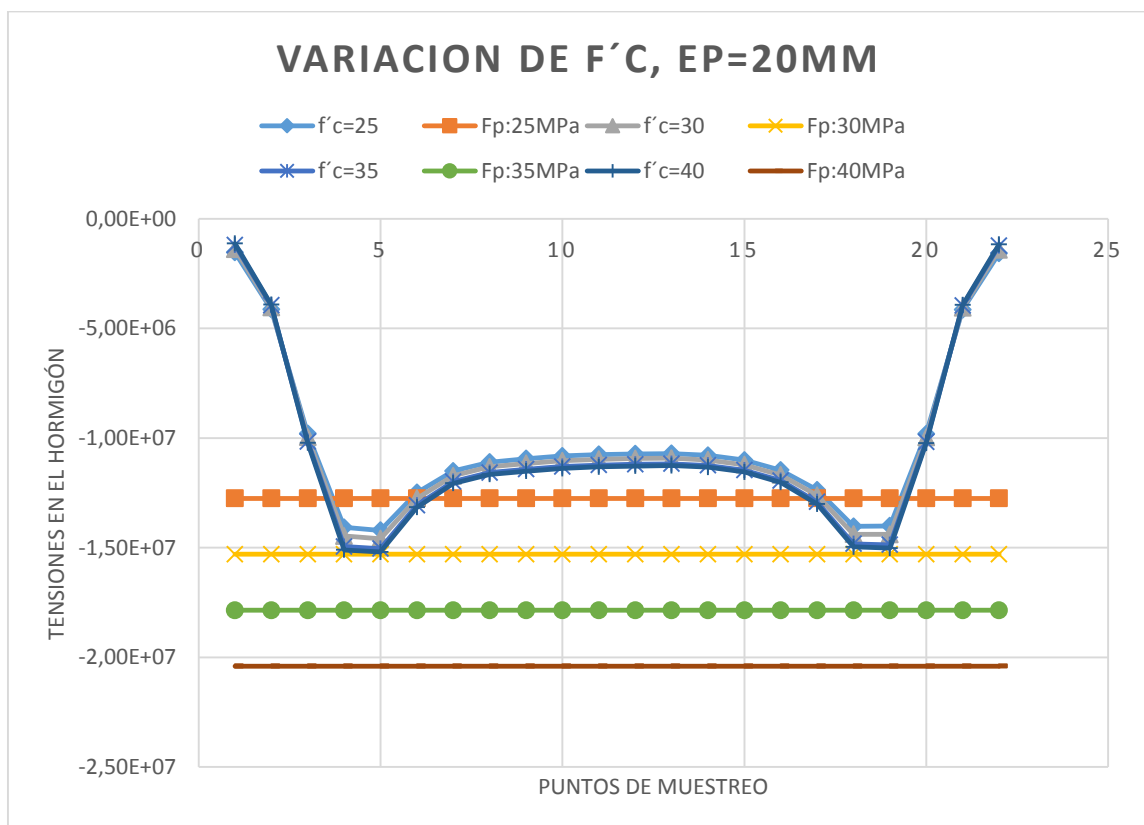


Gráfico 3.2 Distribución de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 20mm.

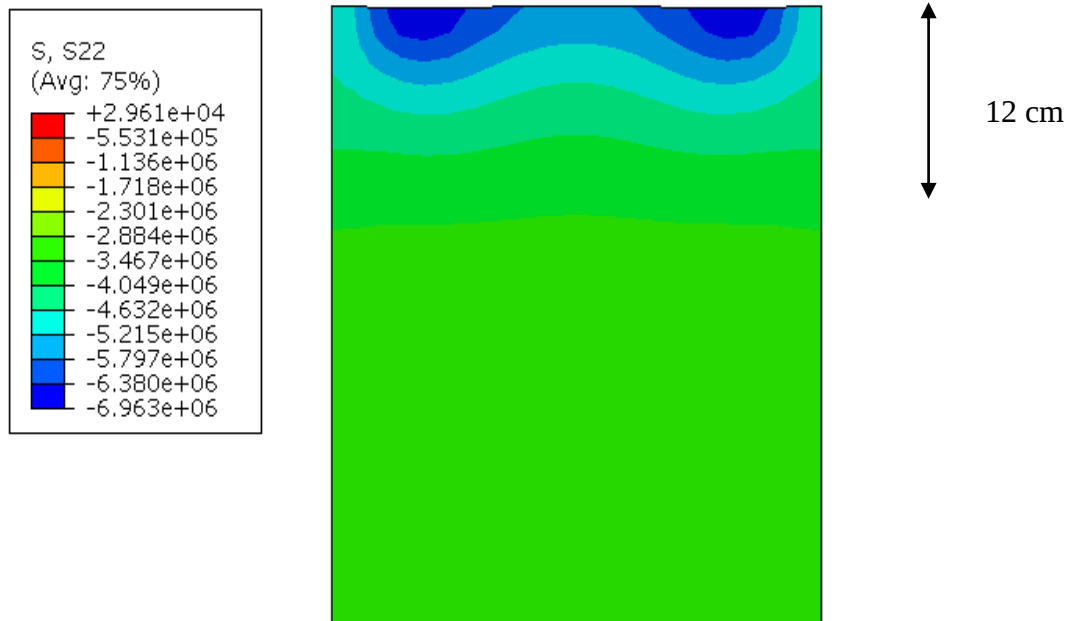


Figura 3.9 Distribucion de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 50mm y una resistencia de 30MPa.

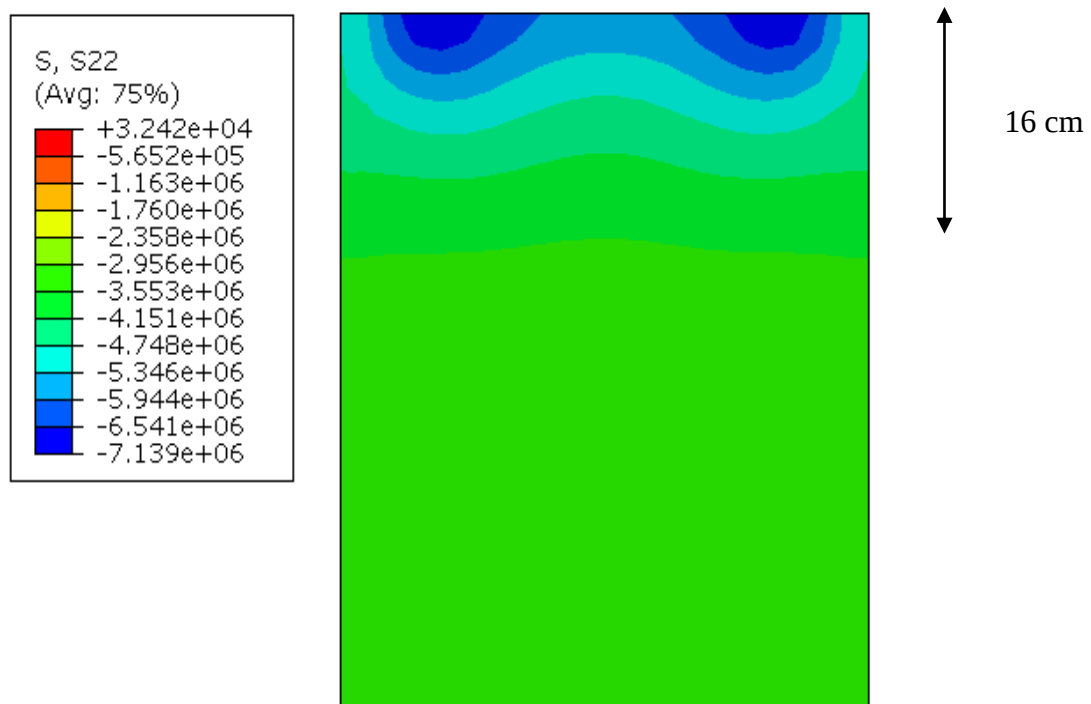


Figura 3.10 Distribucion de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 50mm y una resistencia de 35MPa.

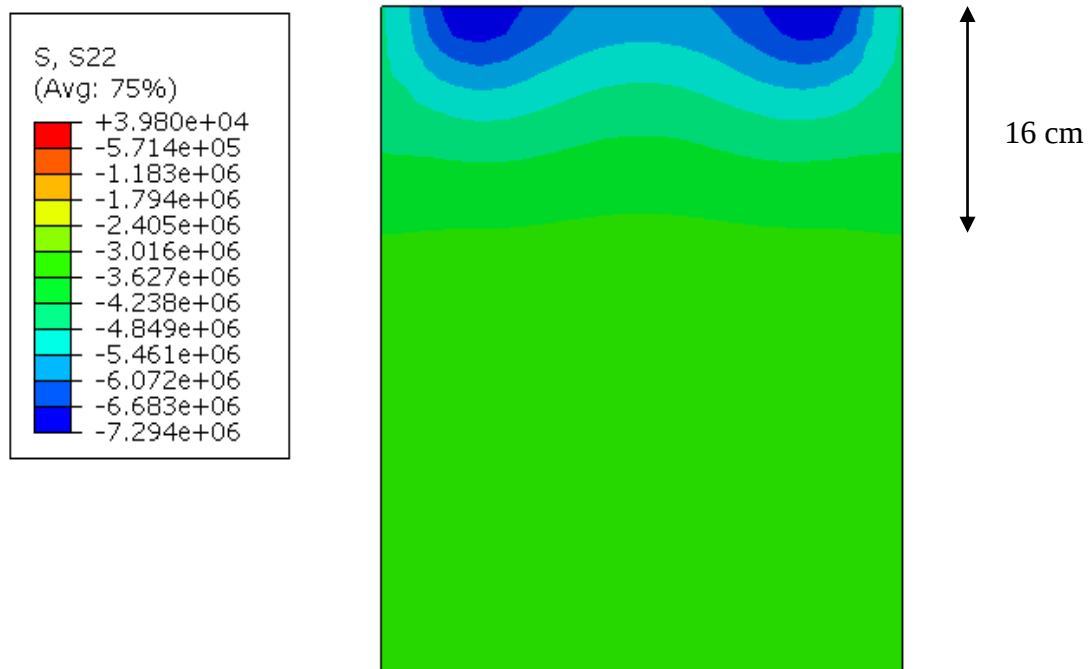


Figura 3.11 Distribucion de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 50mm y una resistencia de 40MPa.

El grafico muestra la distribucion de tenciones que ocurren en el hormigon para un espesor de placa de 50mm y la variacion de la resistencia caracteristica del hormigon f'_c

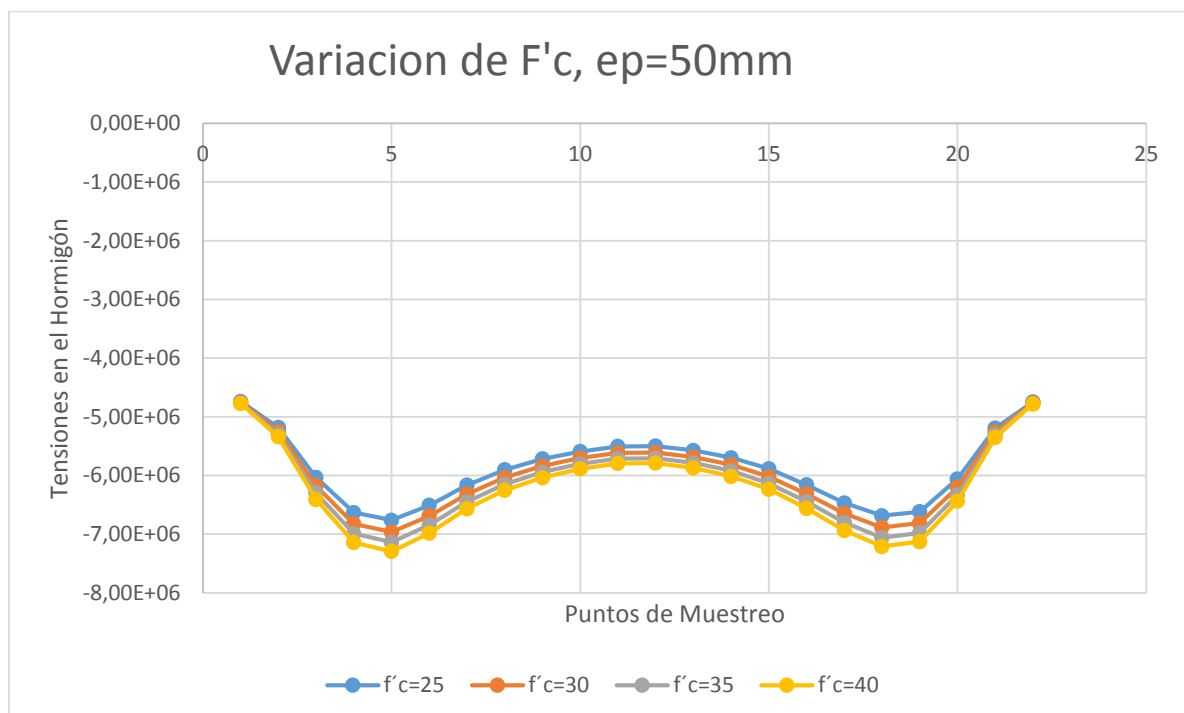


Grafico 3.3 Distribución de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 50mm.

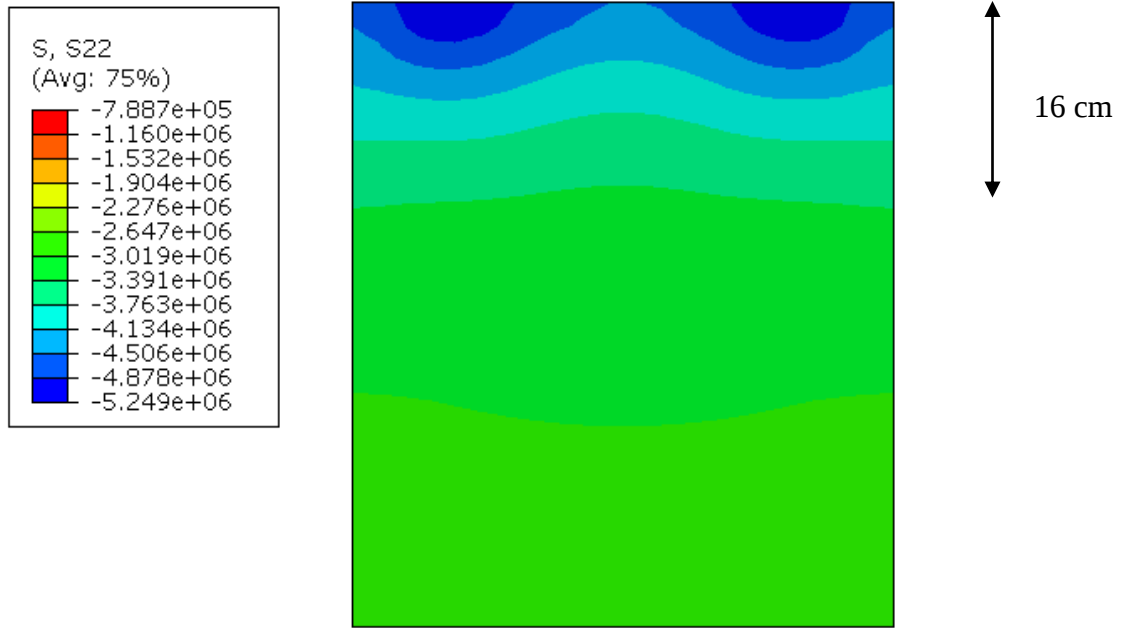


Figura 3.12 Distribucion de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 70mm y una resistencia de 30MPa.

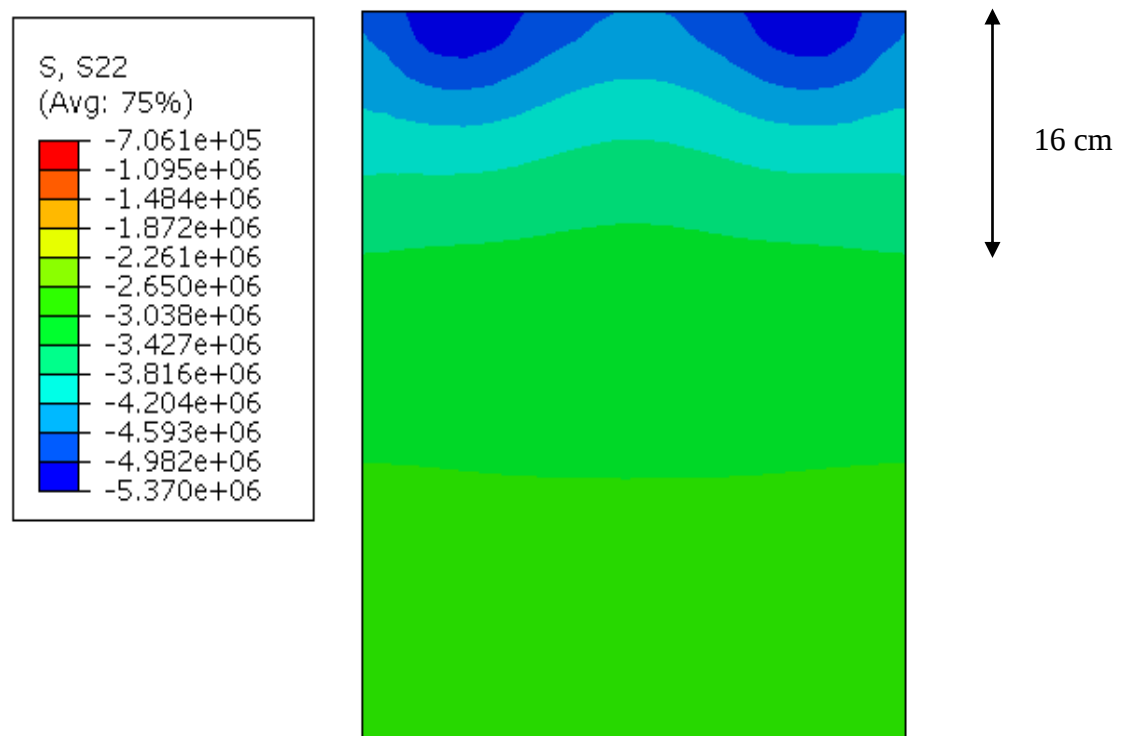


Figura 3.13 Distribucion de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 70mm y una resistencia de 35MPa.

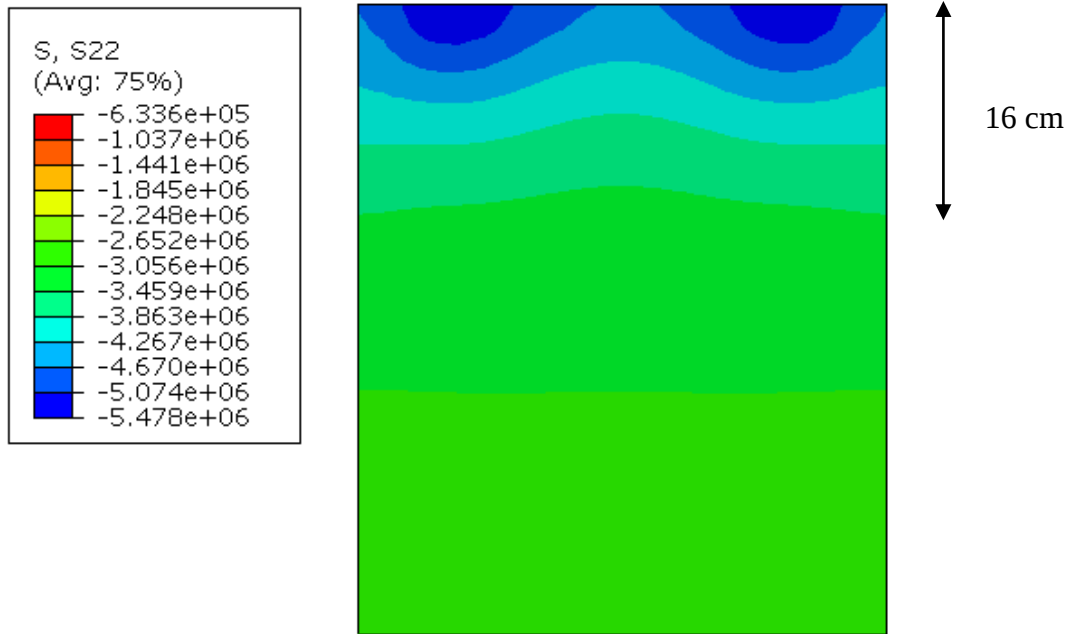


Figura 3.14 Distribucion de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 70mm y una resistencia de 40MPa.

El grafico muestra la distribucion de tensiones que ocurren en el hormigon para un espesor de placa de 70mm y la variacion de la resistencia caracteristica del hormigon f'_c

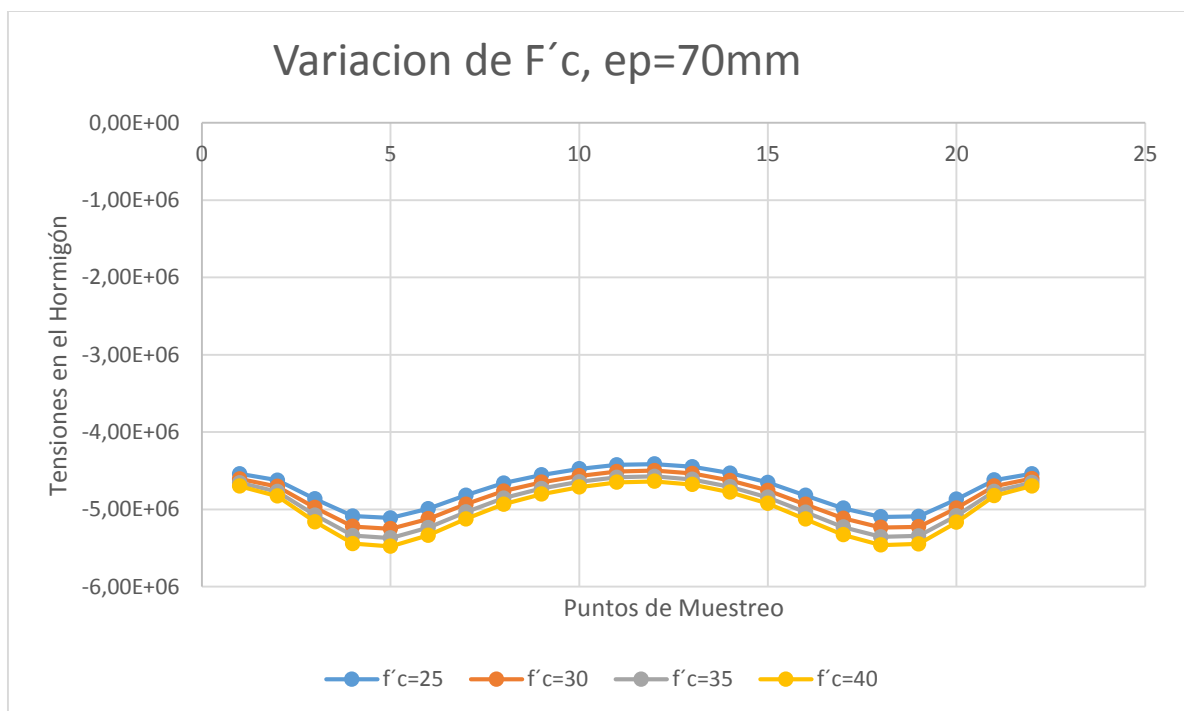


Grafico 3.4 Distribución de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 70mm.

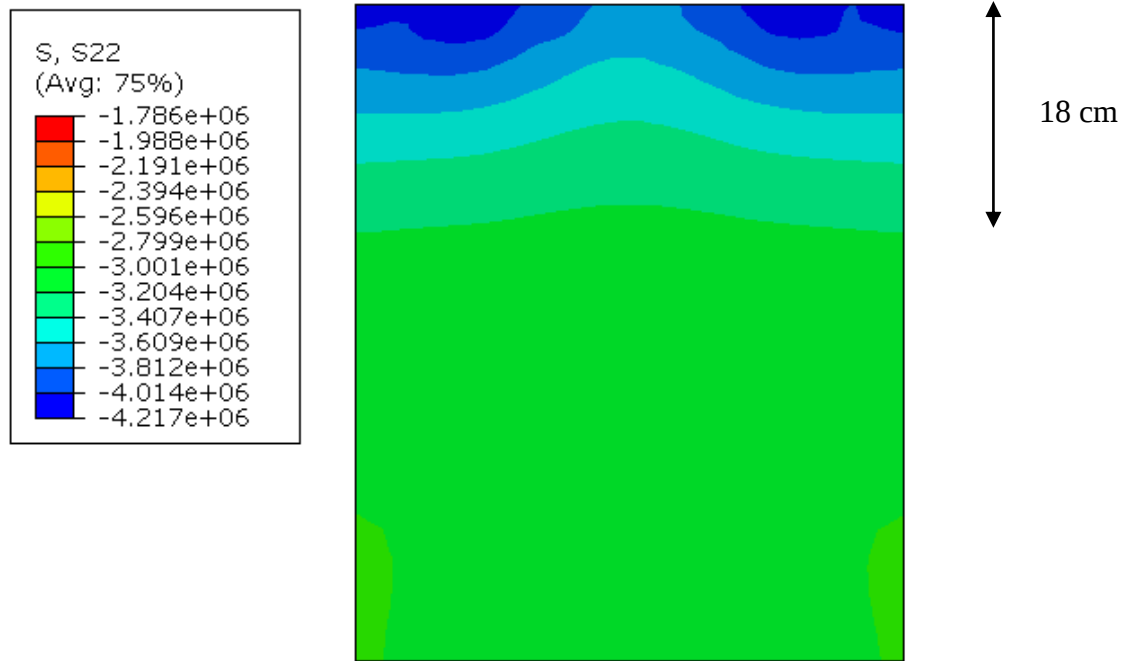


Figura 3.15 Distribucion de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 100mm y una resistencia de 30MPa.

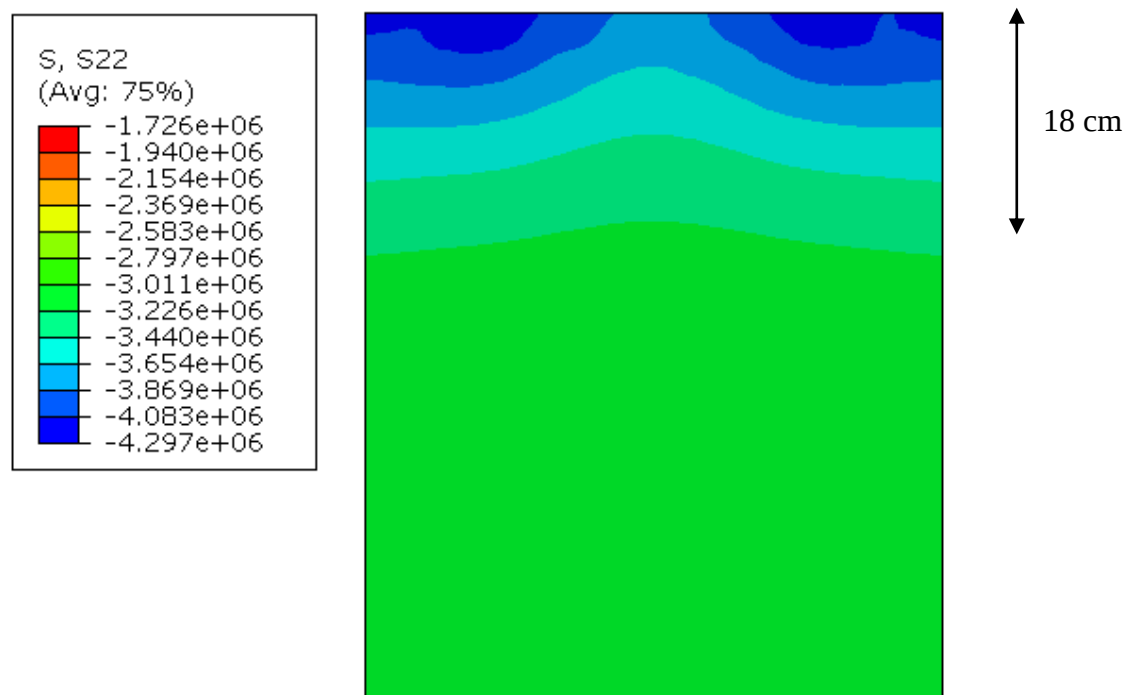


Figura 3.16 Distribucion de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 100mm y una resistencia de 35MPa.

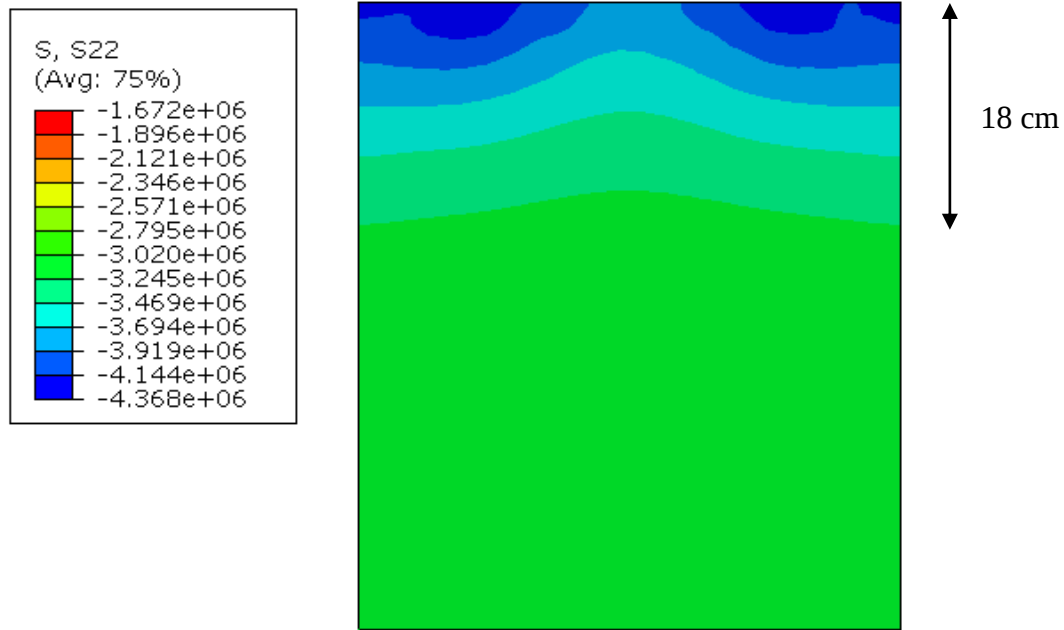


Figura 3.17 Distribucion de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 100mm y una resistencia de 40MPa.

El grafico muestra la distribucion de tenciones que ocurren en el hormigon para un espesor de placa de 100mm y la variacion de la resistencia caracteristica del hormigon f'_c

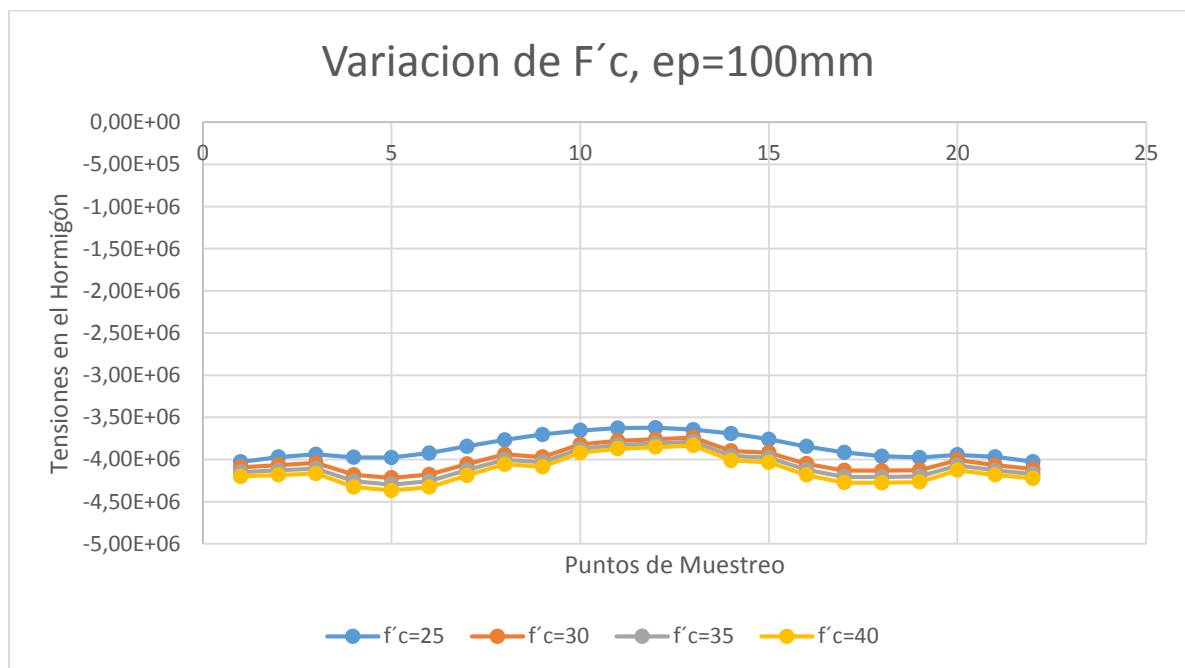


Grafico 3.5 Distribución de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 100mm.

En este último grafico se muestra una combinación entre los distintos espesores de placas y las distintas resistencias empleadas.

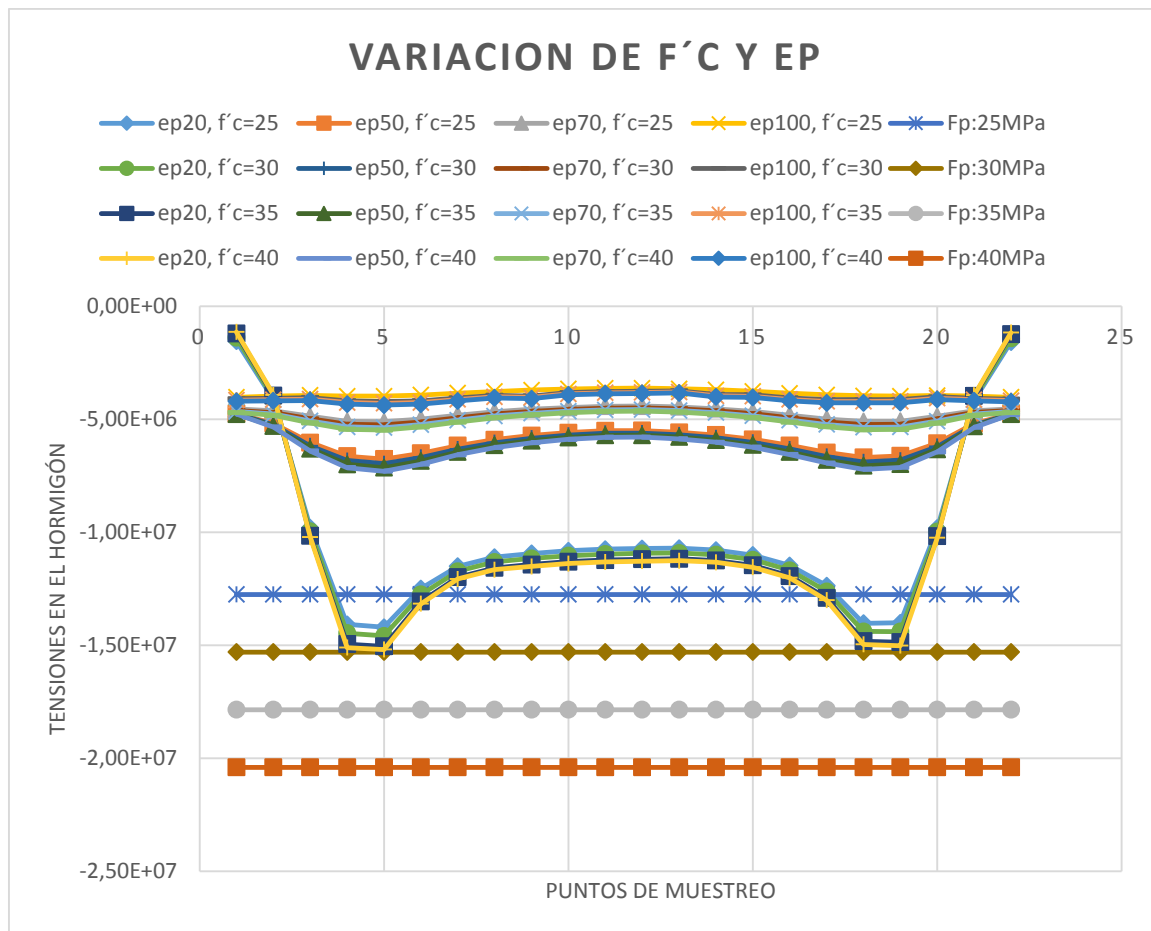


Grafico 3.6 Distribución de tensiones en el hormigón para varios espesores de placas y resistencias empleadas en el estudio realizado.

3.3. Influencia de la excentricidad de la carga:

Teniendo en cuenta que la resistencia del hormigón no tiene gran influencia en la forma de la distribución de tensiones de compresión del hormigón, ni en el valor de las mismas, se tomó para el estudio de las excentricidades, espesores de placa de 20 mm, 50mm, 70mm y 100mm; con una resistencia de $f'c = 25$ MPa. Para el estudio de las excentricidades se tuvieron en cuenta las especificaciones de la LRFD, la cual considera la existencia de tres casos, pequeñas excentricidades, excentricidades moderadas y grandes excentricidades. Las cargas se aplicaron como se planteó en el capítulo II utilizando la expresión de Navier y teniendo en cuenta que las tensiones actuantes en el perfil no superen las tensiones máximas que este puede soportar, para evitar así posibles fallos por resistencia. Distribución de tensiones para excentricidades de 70mm (Pequeñas); 140mm (Moderadas); Grandes excentricidades (210 y 620 mm)

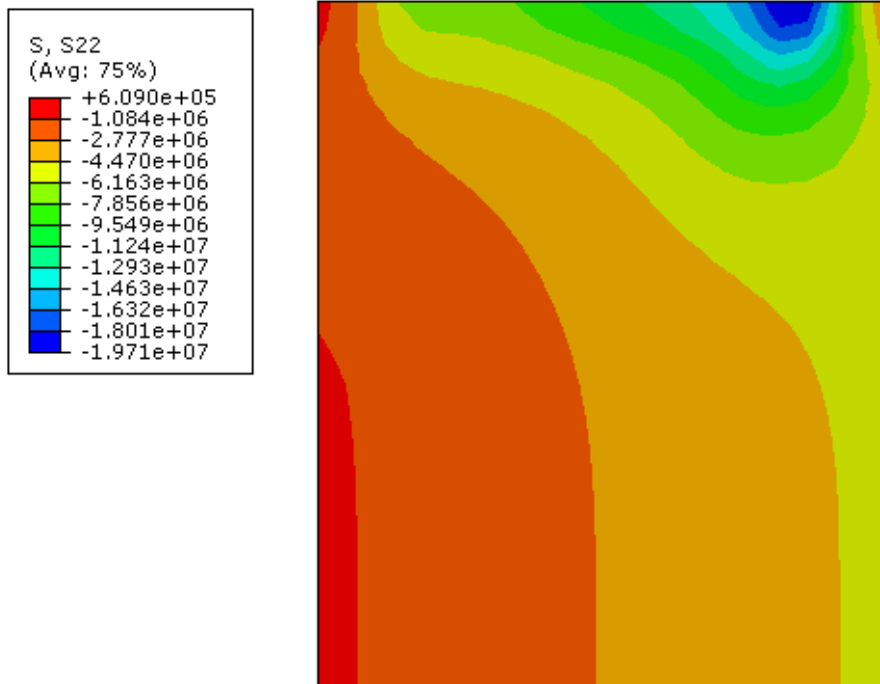


Figura 3.17 Distribucion de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 20mm y una resistencia de 25MPa con excentricidad de 70mm.

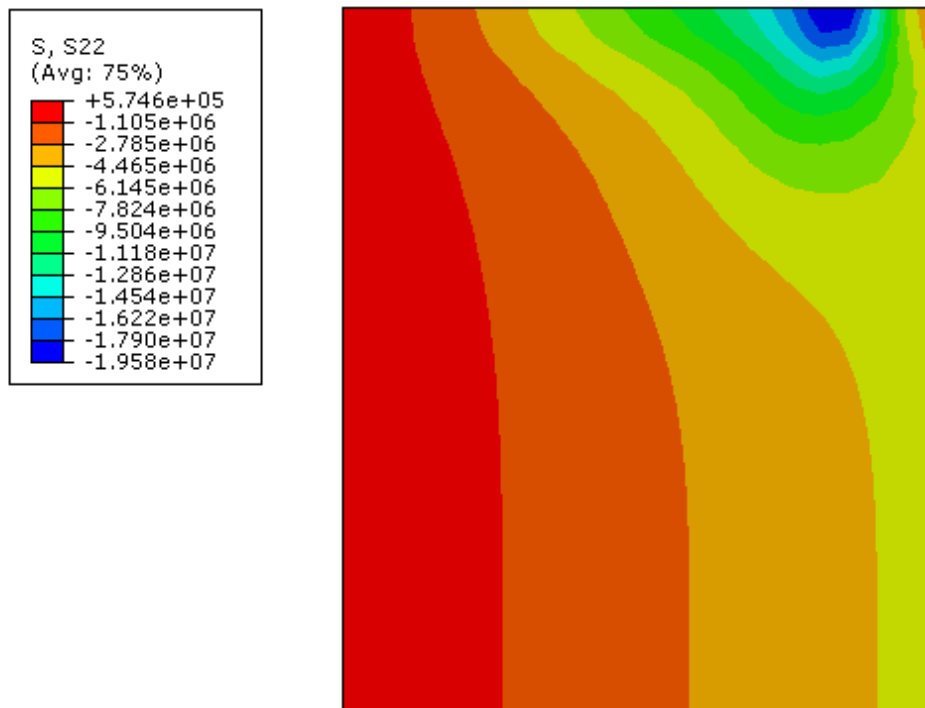


Figura 3.17 Distribucion de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 20mm y una resistencia de 25MPa con excentricidad de 140mm.

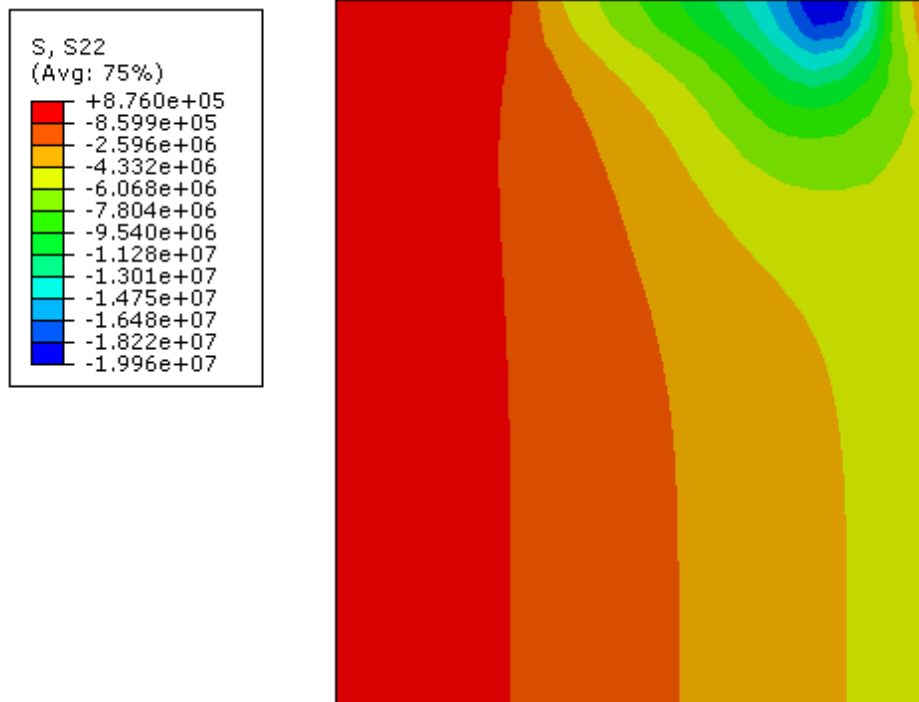


Figura 3.17 Distribucion de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 20mm y una resistencia de 25MPa con excentricidad de 210mm.

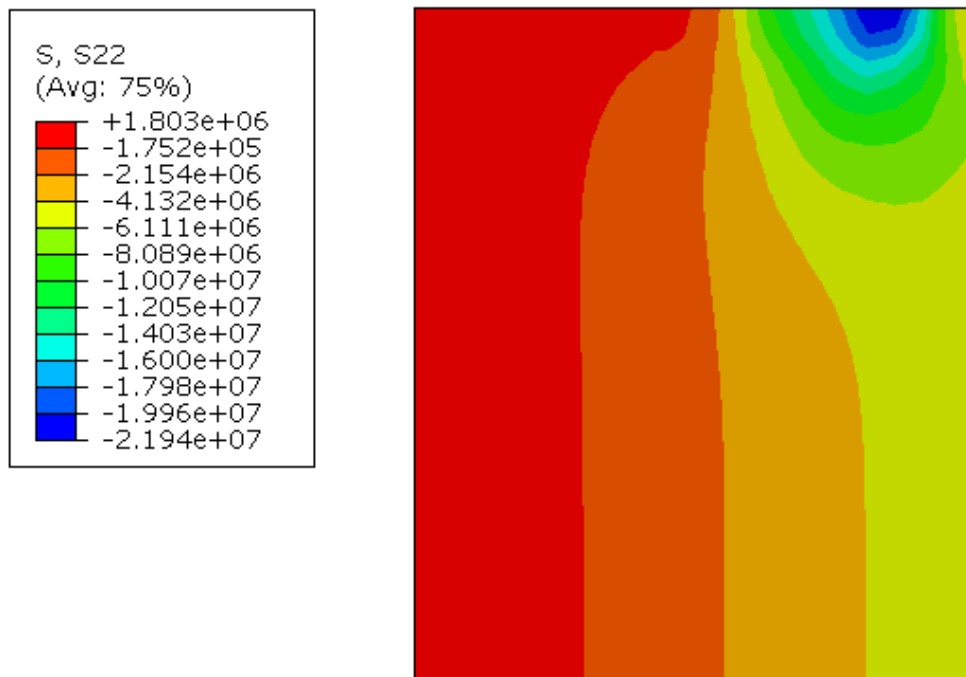


Figura 3.17 Distribucion de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 20mm y una resistencia de 25MPa con excentricidad de 620mm.

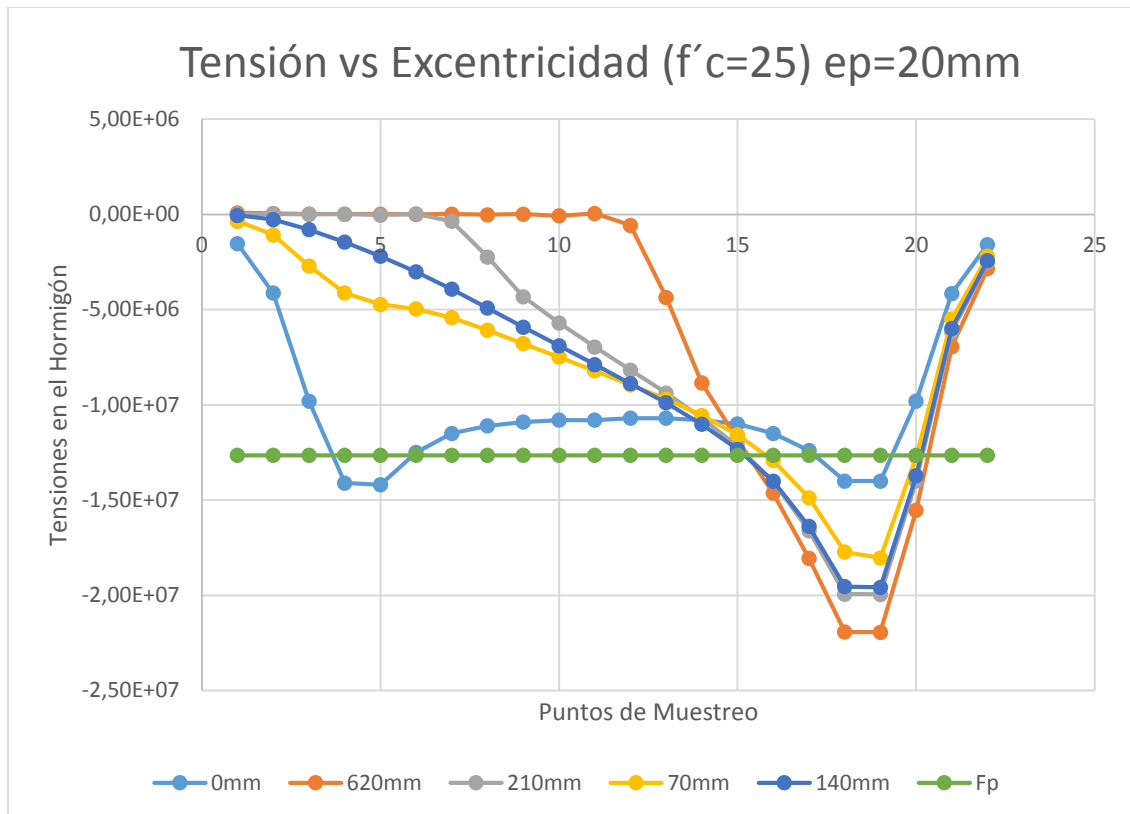


Grafico 3.7 Distribución de tensiones en el hormigón para varias excentricidades con espesor de placa 20mm y resistencia de 25MPa.

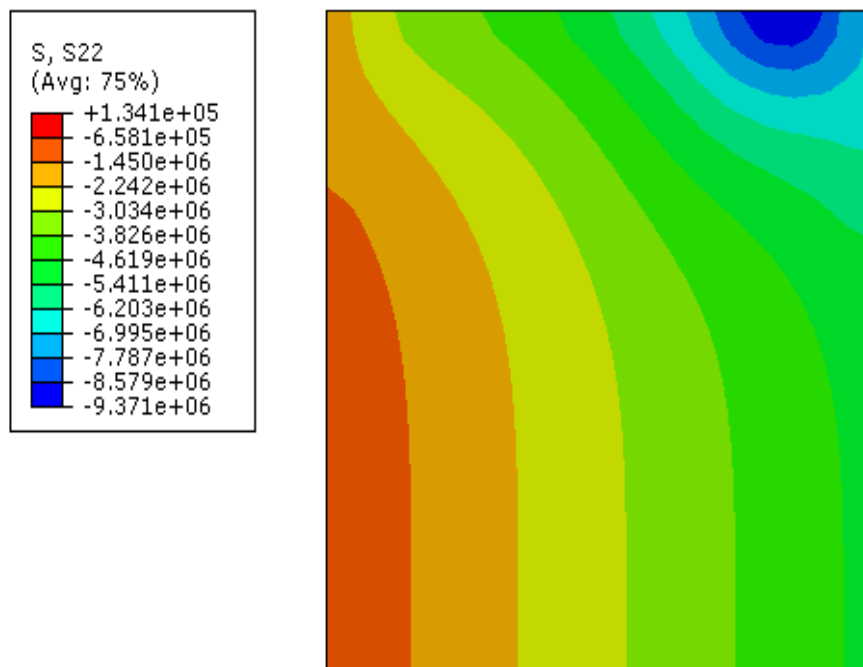


Figura 3.17 Distribucion de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 50mm y una resistencia de 25MPa con excentricidad de 70mm.

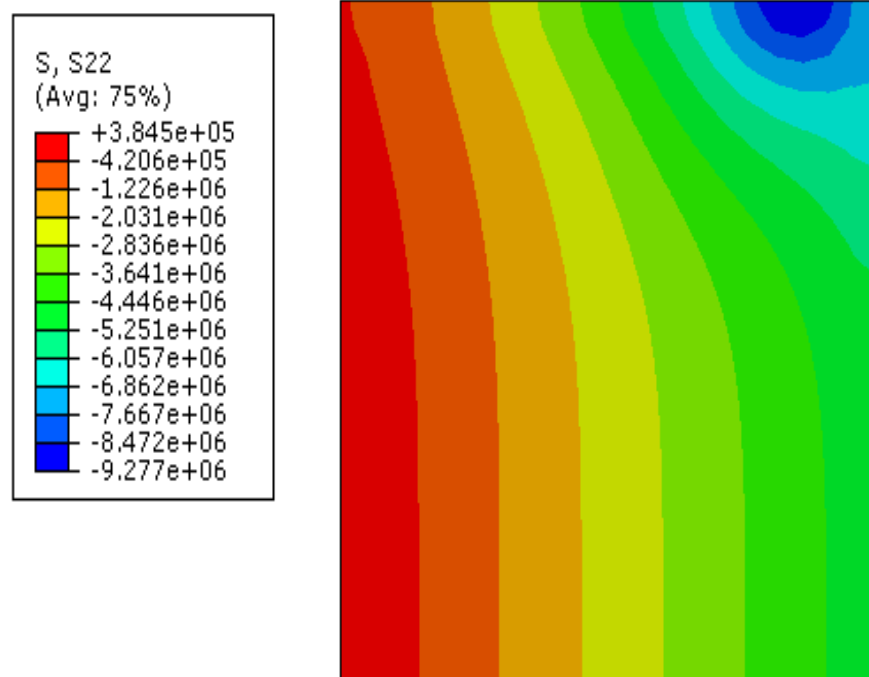


Figura 3.18 Distribucion de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 50mm y una resistencia de 25MPa con excentricidad de 140mm.

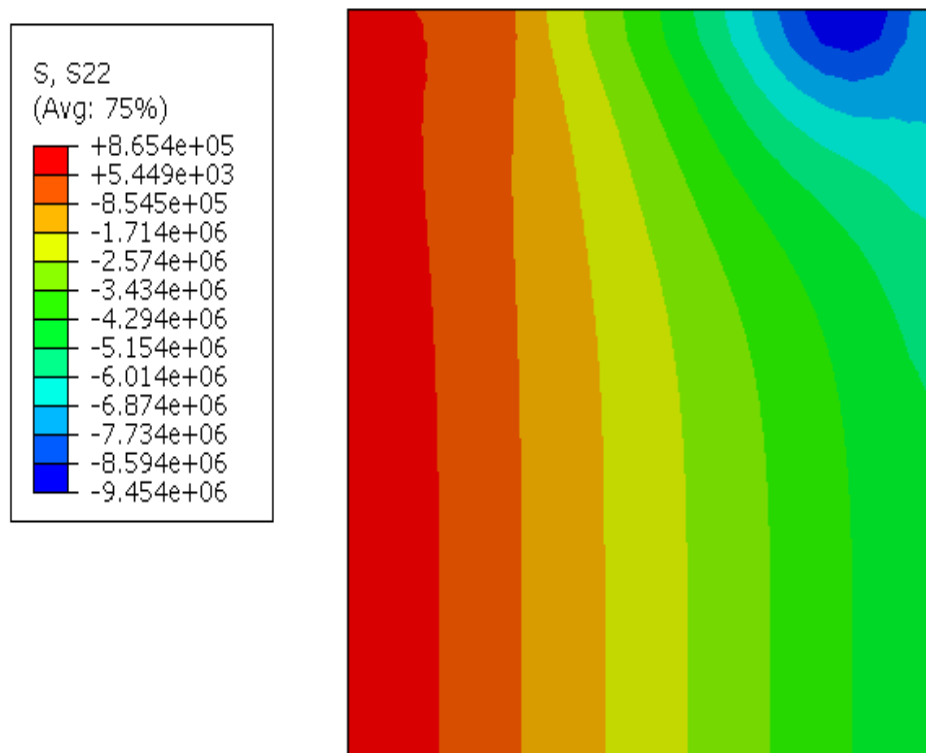


Figura 3.19 Distribucion de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 50mm y una resistencia de 25MPa con excentricidad de 210mm.

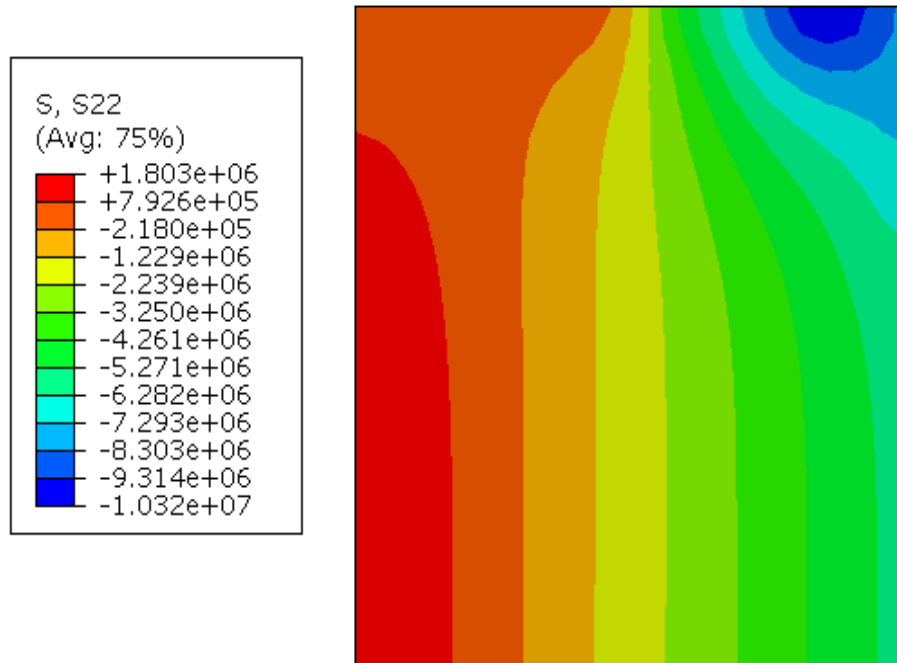


Figura 3.20 Distribucion de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 50mm y una resistencia de 25MPa con excentricidad de 620mm.

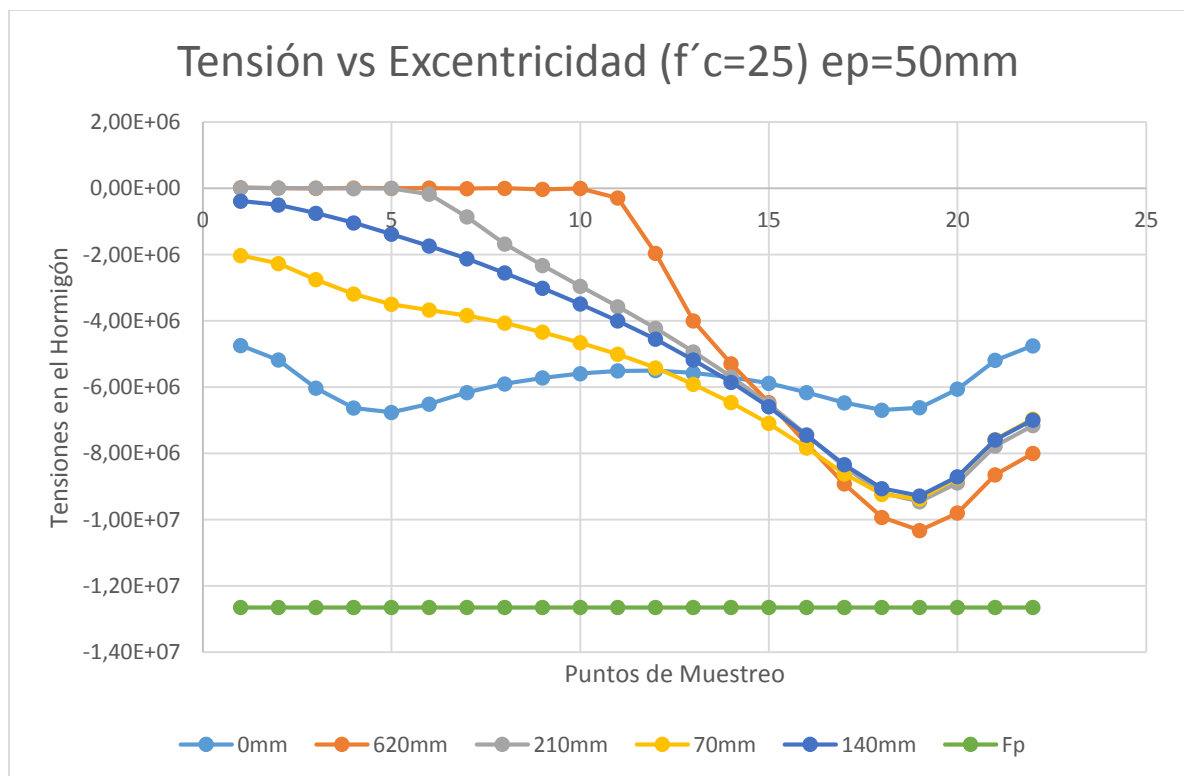


Grafico 3.7 Distribución de tensiones en el hormigón para varias excentricidades con espesor de placa 50mm y resistencia de 25MPa.

En el **Gráfico 3.7** se muestra como se comporta la distribución de tensiones frente a las distintas excentricidades. El valor de F_p fue calculado empleando las especificaciones de la LRFD.

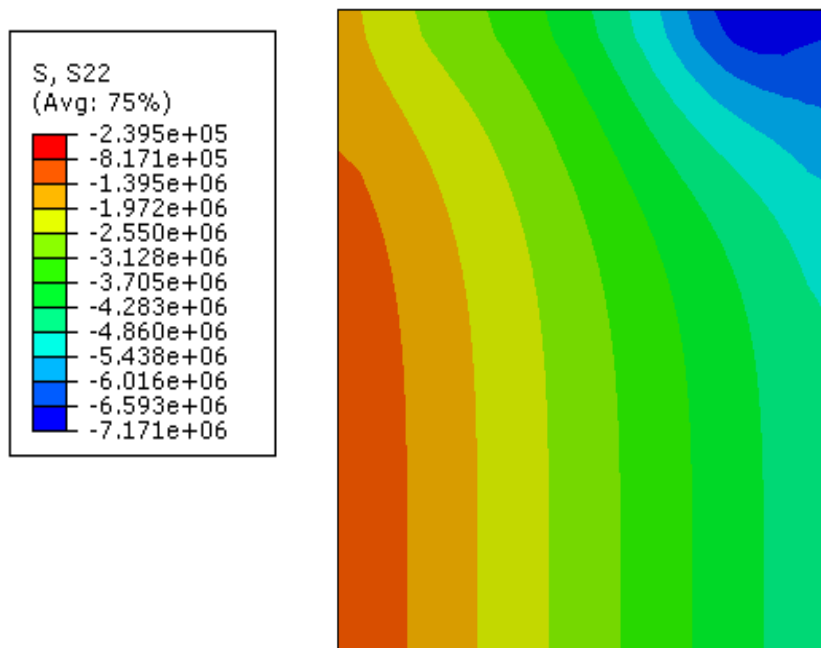


Figura 3.21 Distribucion de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 70mm y una resistencia de 25MPa con excentricidad de 70mm.

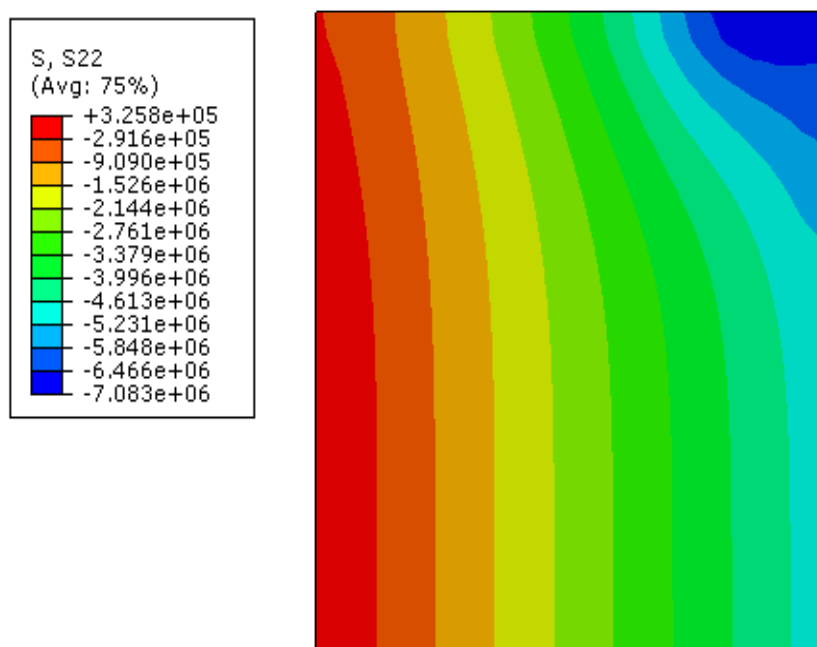


Figura 3.22 Distribucion de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 70mm y una resistencia de 25MPa con excentricidad de 140mm.

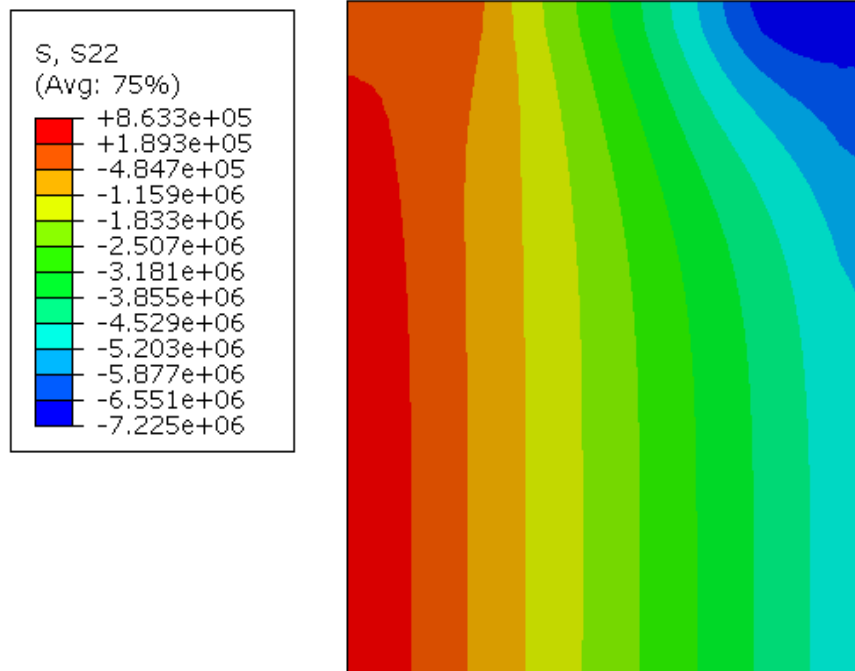


Figura 3.23 Distribucion de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 70mm y una resistencia de 25MPa con excentricidad de 210mm.

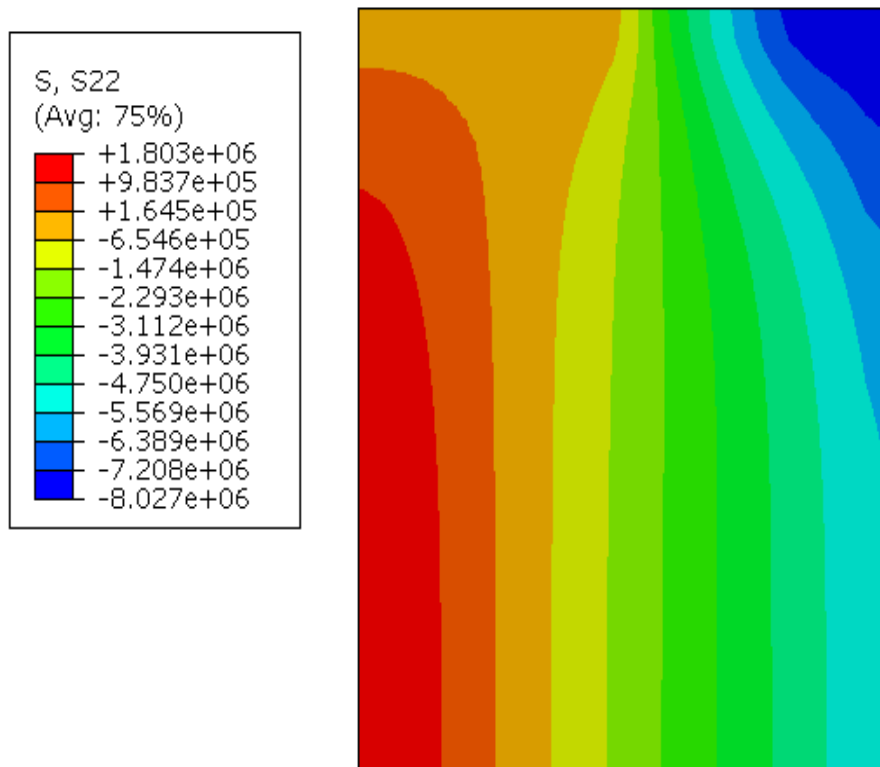


Figura 3.24 Distribucion de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 70mm y una resistencia de 25MPa con excentricidad de 620mm.

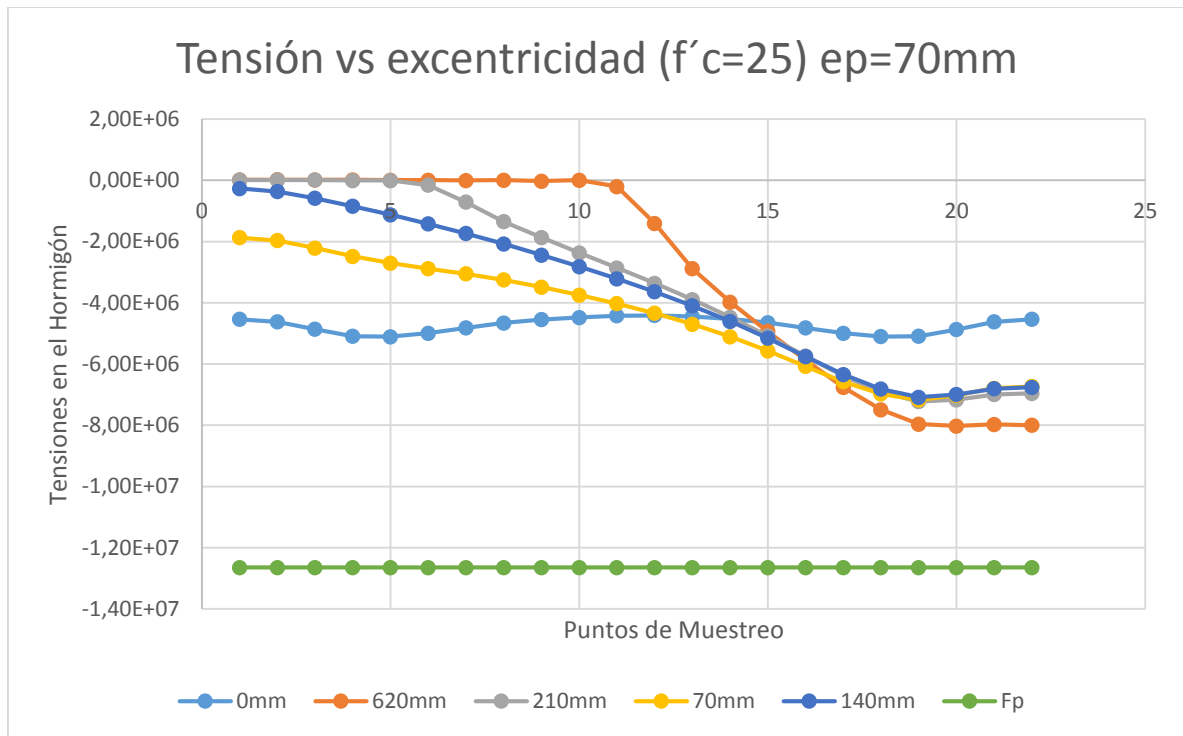


Grafico 3.8 Distribución de tensiones en el hormigón para varias excentricidades con espesor de placa 70mm y resistencia de 25MPa.

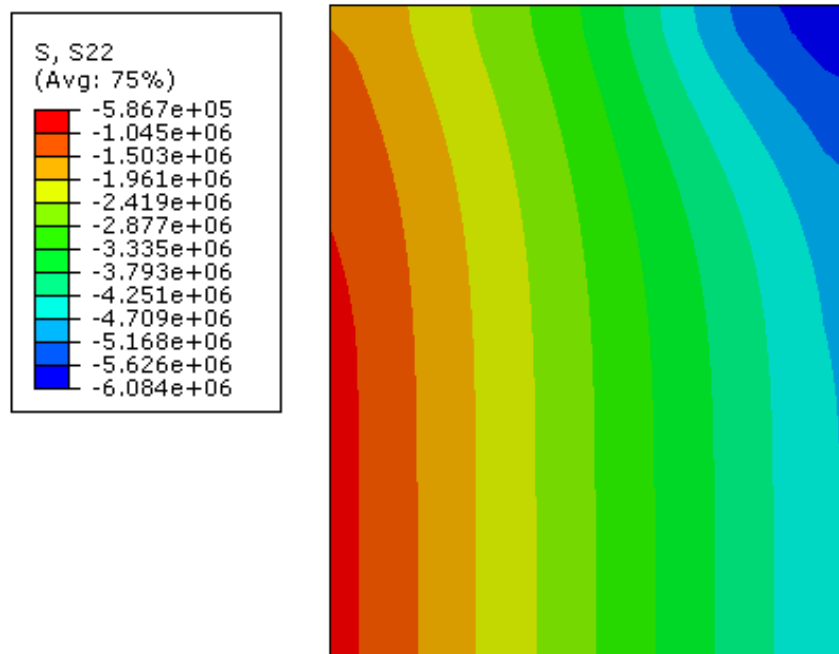


Figura 3.25 Distribucion de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 100mm y una resistencia de 25MPa con excentricidad de 70mm.

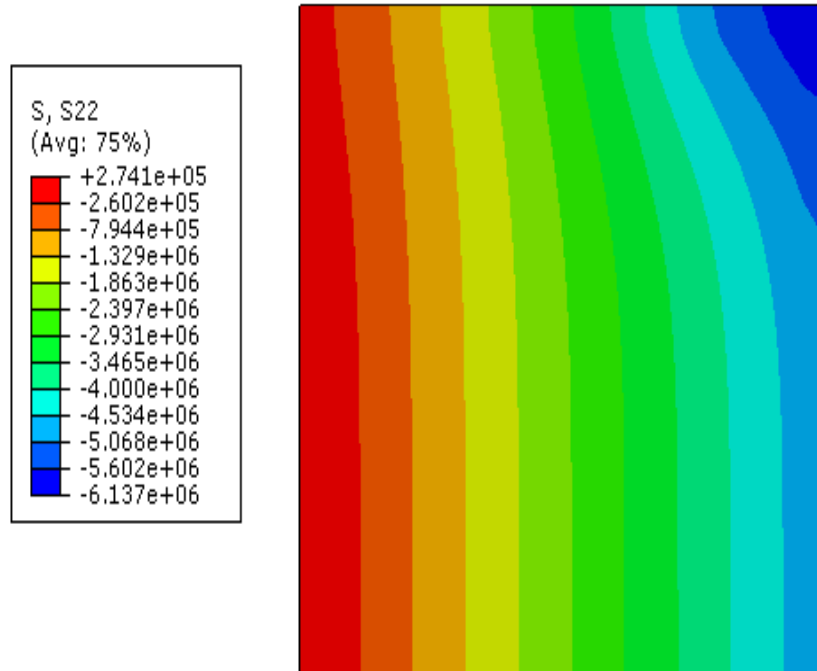


Figura 3.26 Distribucion de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 100mm y una resistencia de 25MPa con excentricidad de 140mm.

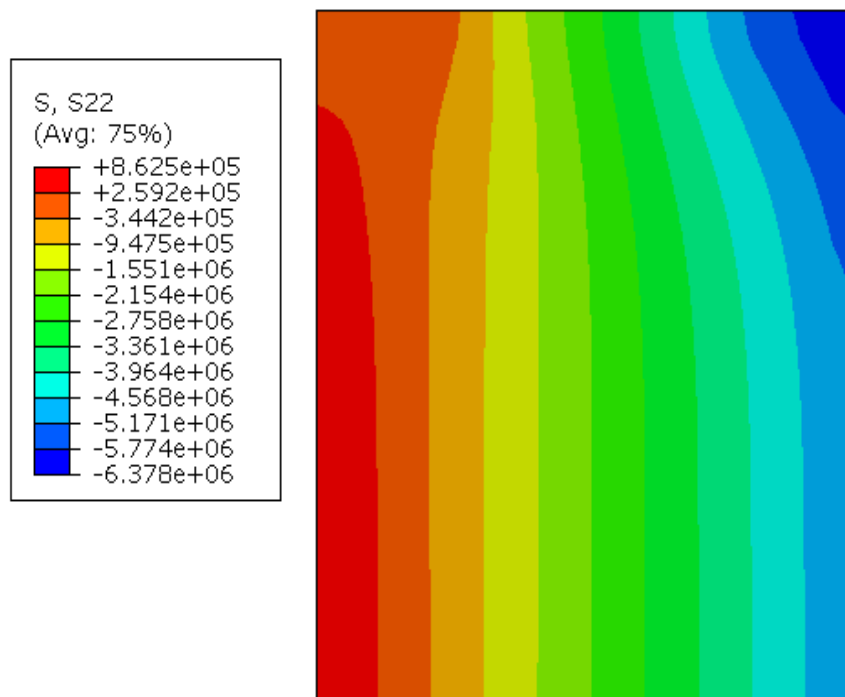


Figura 3.27 Distribucion de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 100mm y una resistencia de 25MPa con excentricidad de 210mm.

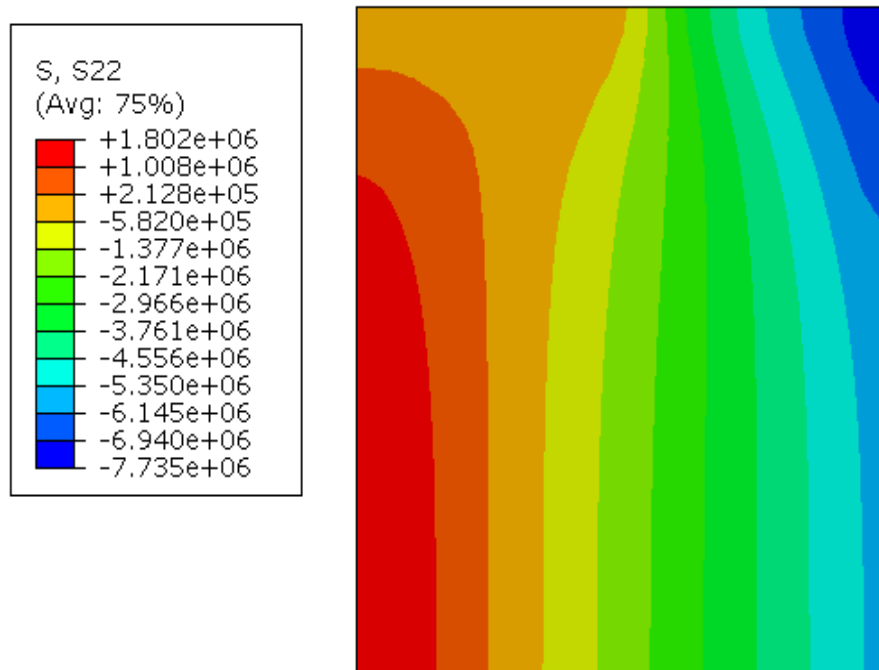


Figura 3.28 Distribución de tensiones en el hormigón para un espesor de placa de 100mm y una resistencia de 25MPa con excentricidad de 620mm.

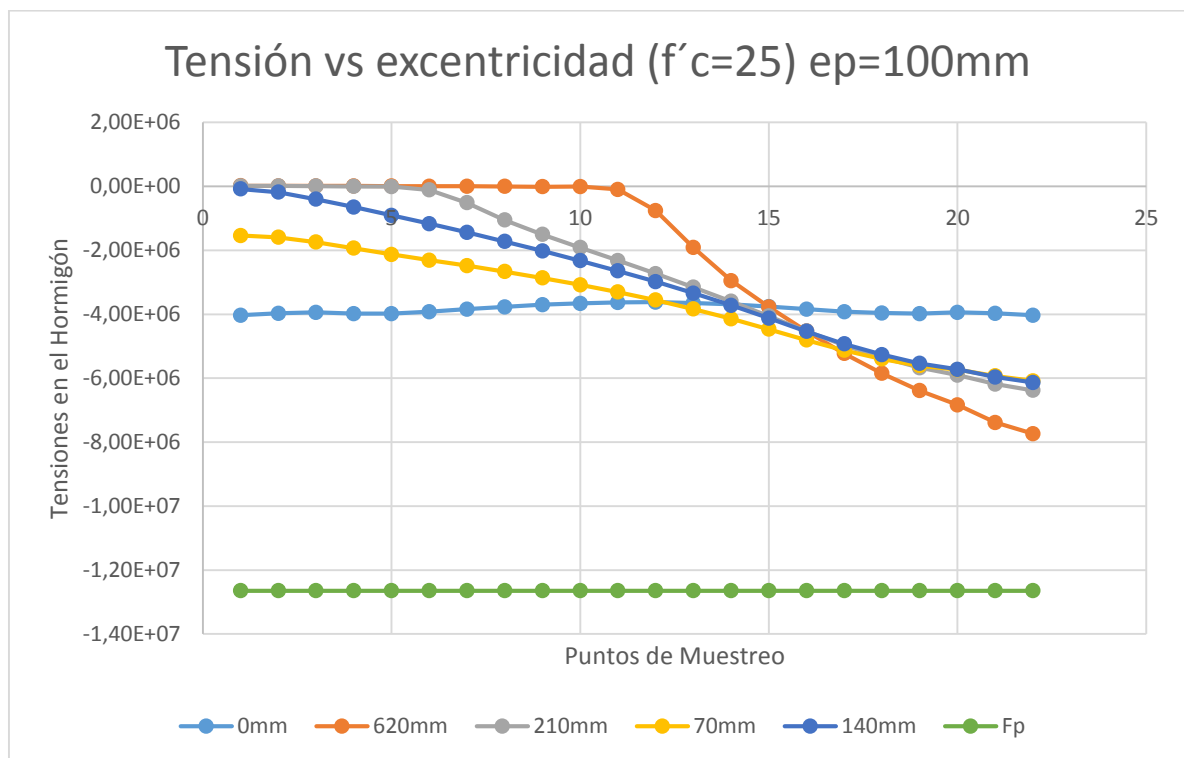


Grafico 3.9 Distribución de tensiones en el hormigón para varias excentricidades con espesor de placa 100mm y resistencia de 25MPa.

Los graficos que se muestran a continuacion presentan el comportamiento de los distintos espesores de placas frente a la acción de las excentricidades.

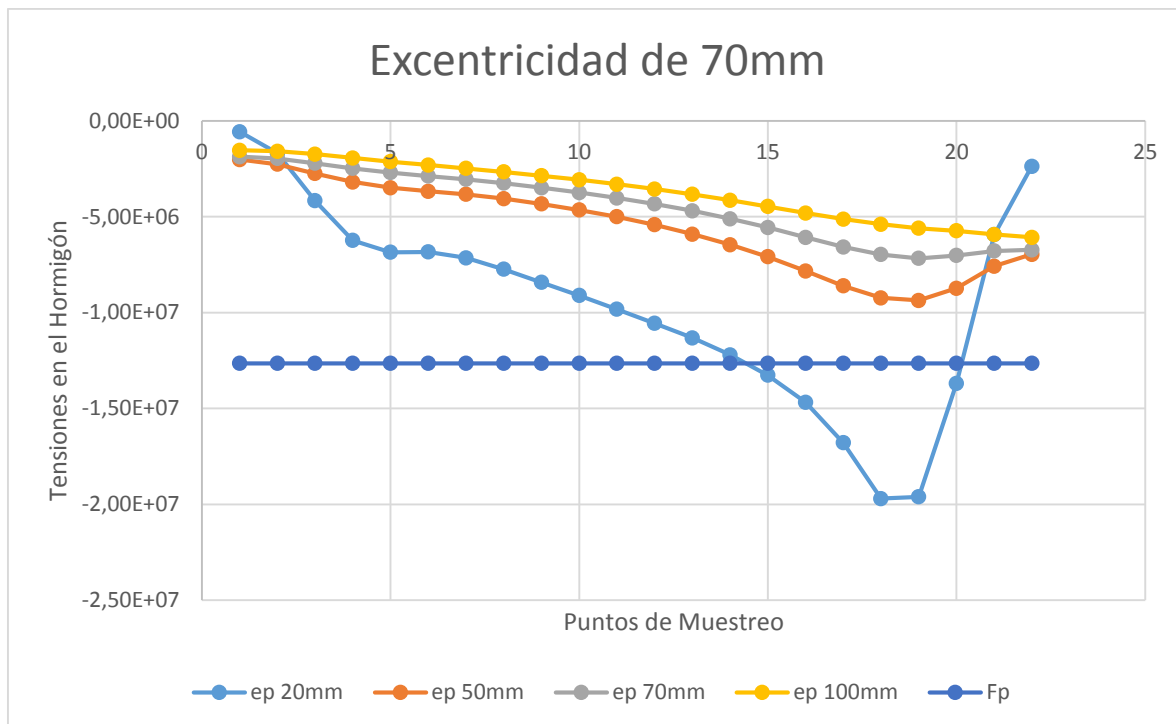


Grafico 3.10 Distribución de tensiones en el hormigón para excentricidad de 70mm variando el espesor de placa y resistencia de 25MPa.

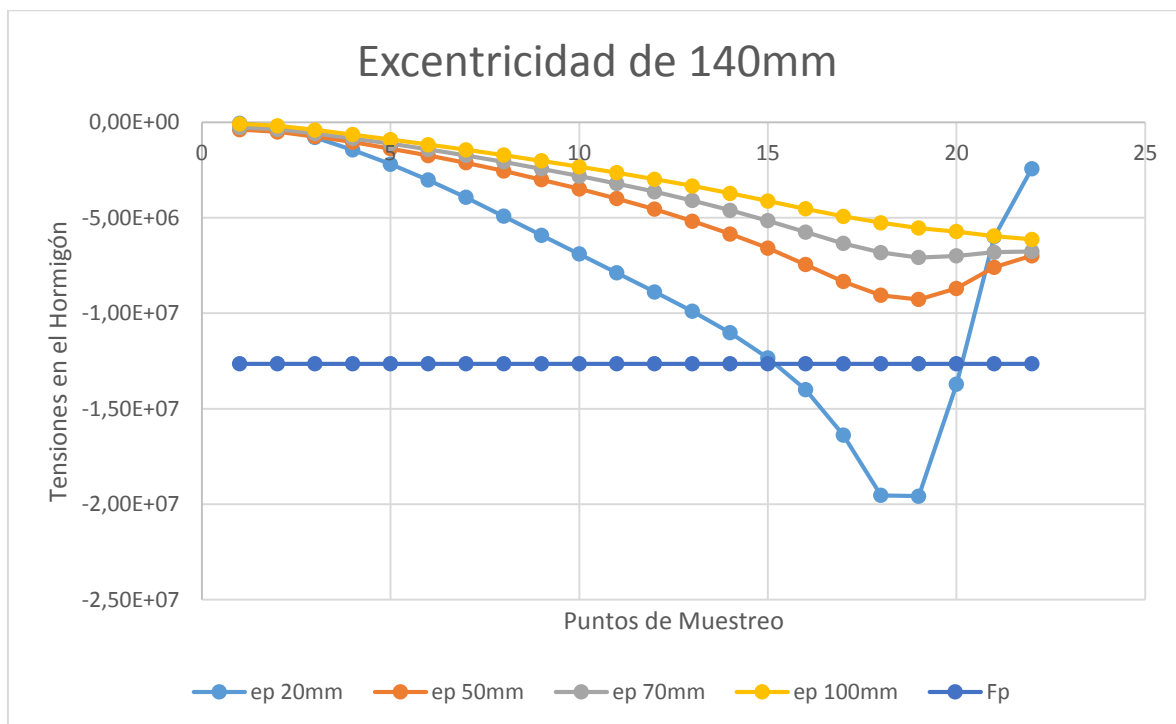


Grafico 3.11 Distribución de tensiones en el hormigón para excentricidad de 140mm variando el espesor de placa y resistencia de 25MPa.

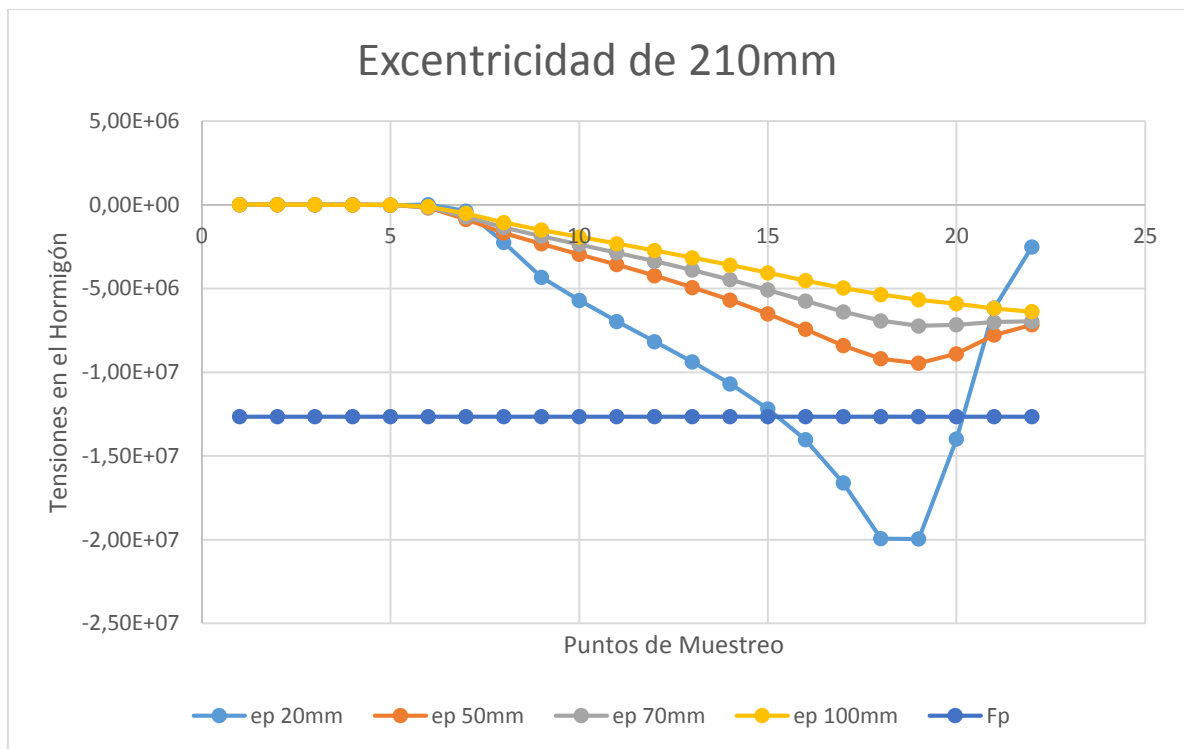


Grafico 3.12 Distribución de tensiones en el hormigón para excentricidad de 210mm variando el espesor de placa y resistencia de 25MPa.

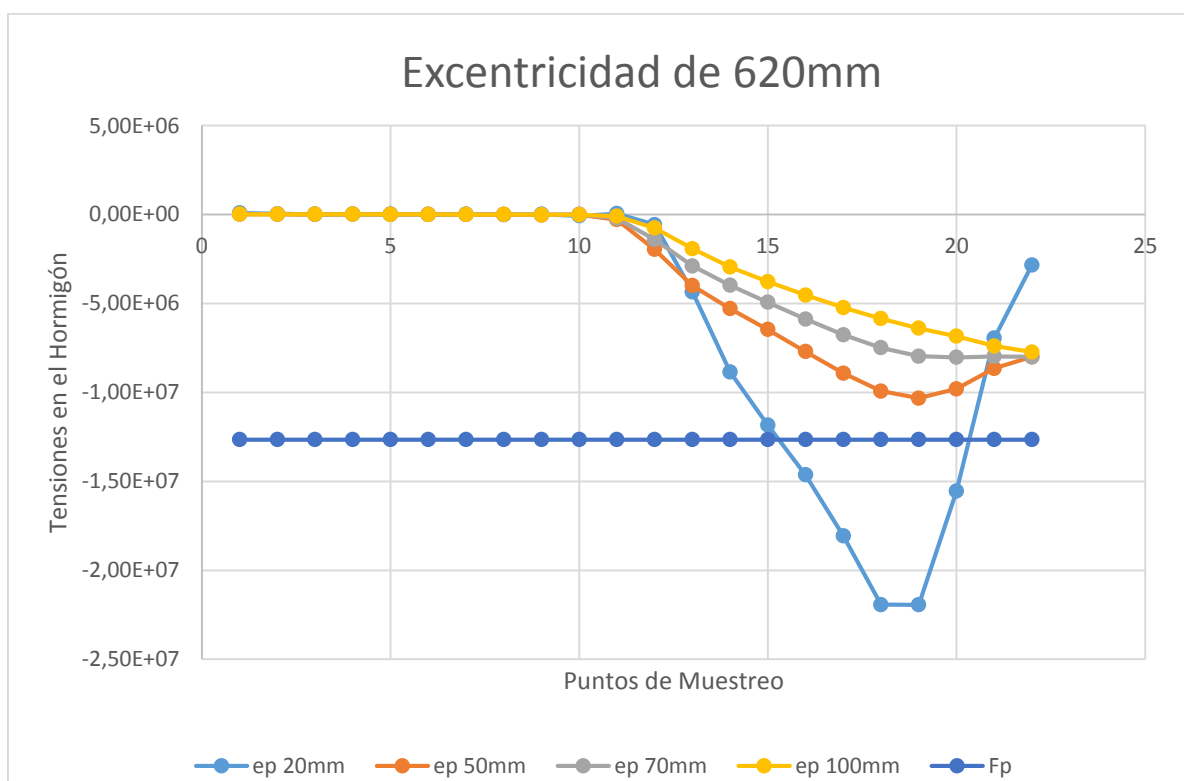


Grafico 3.13 Distribución de tensiones en el hormigón para excentricidad de 620mm variando el espesor de placa y resistencia de 25MPa.

Los gráficos que se muestran a continuación muestran los valores de las deformaciones que ocurren en el hormigón para distintos espesores de palcas y excentricidades.

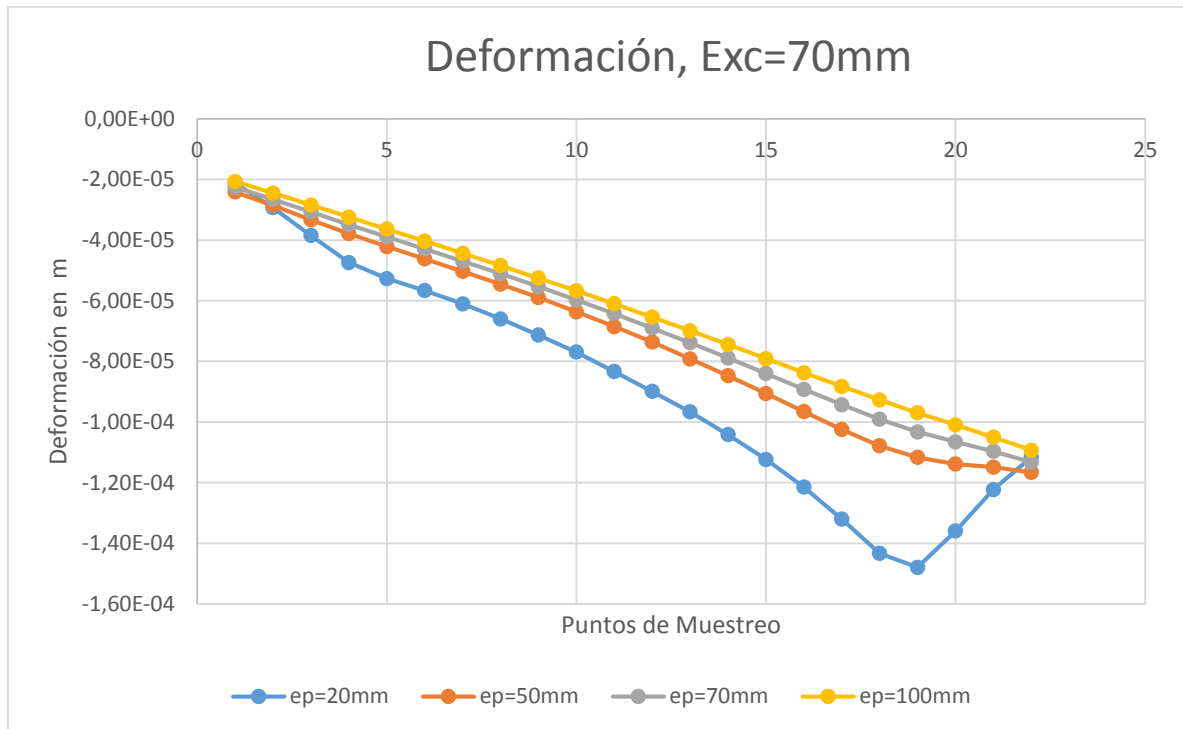


Grafico 3.14 Deformaciones en el hormigón para excentricidad de 70mm variando el espesor de placa y resistencia de 25MPa.

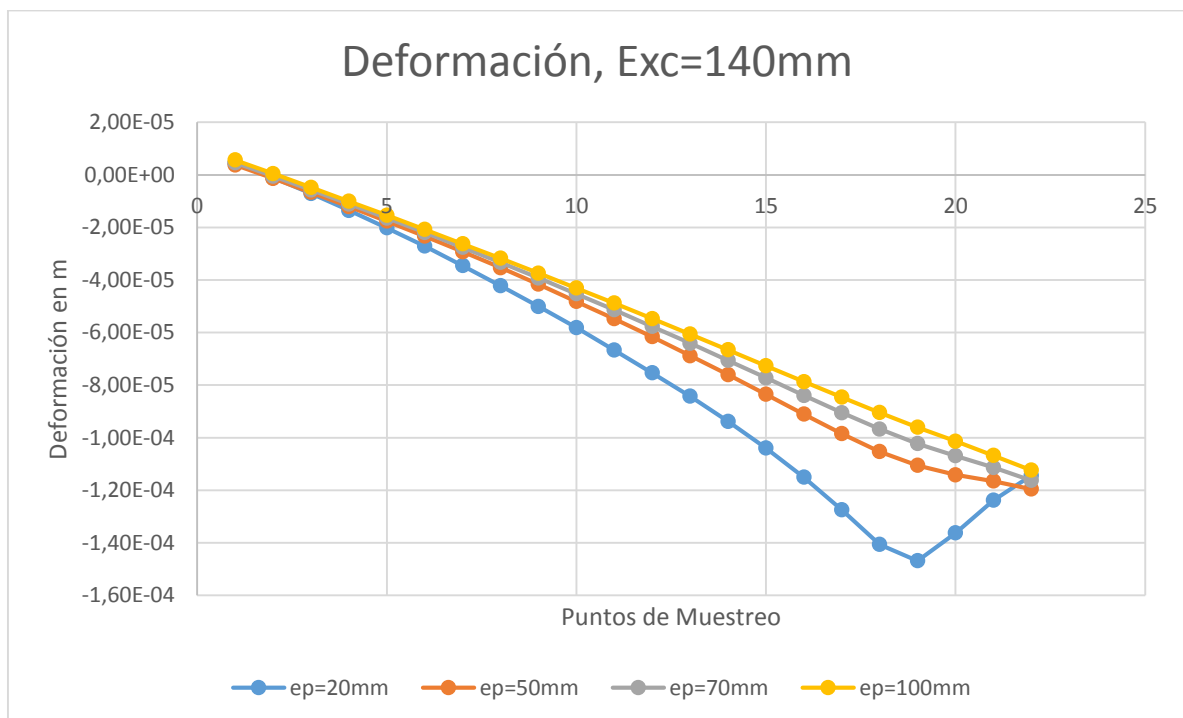


Grafico 3.15 Deformaciones en el hormigón para excentricidad de 140mm variando el espesor de placa y resistencia de 25MPa.

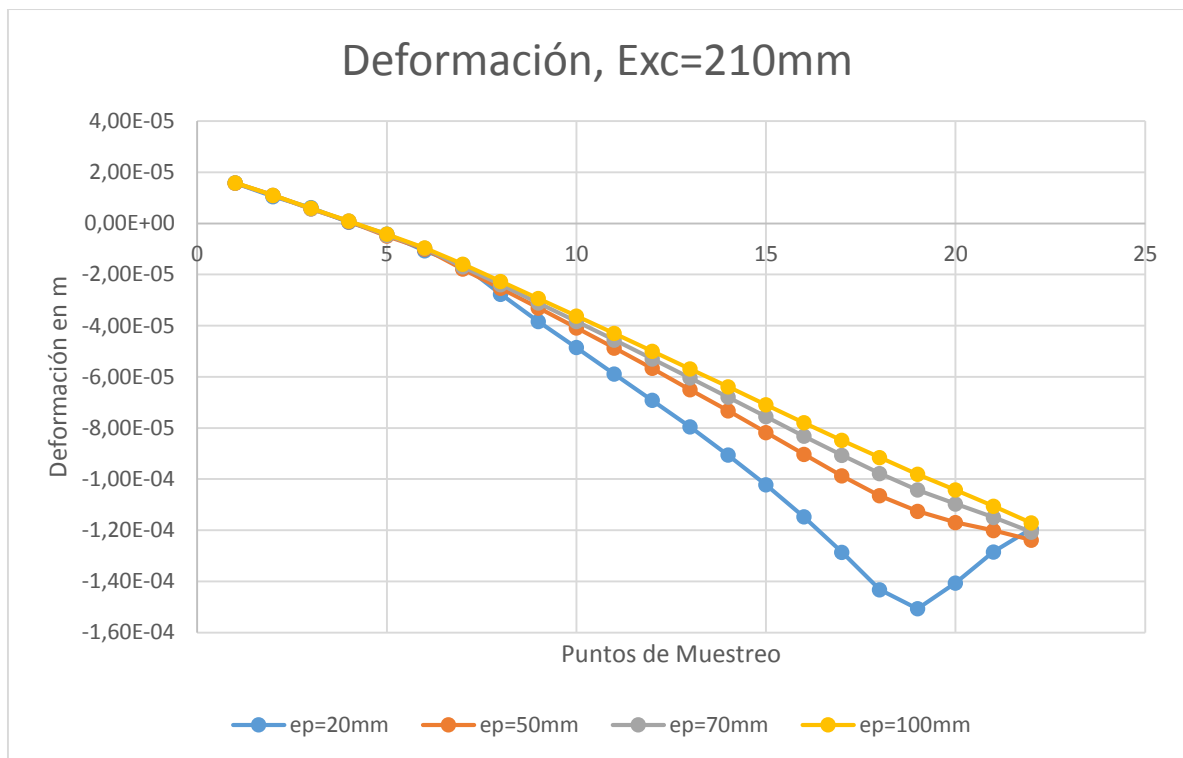


Grafico 3.16 Deformaciones en el hormigón para excentricidad de 210mm variando el espesor de placa y resistencia de 25MPa.

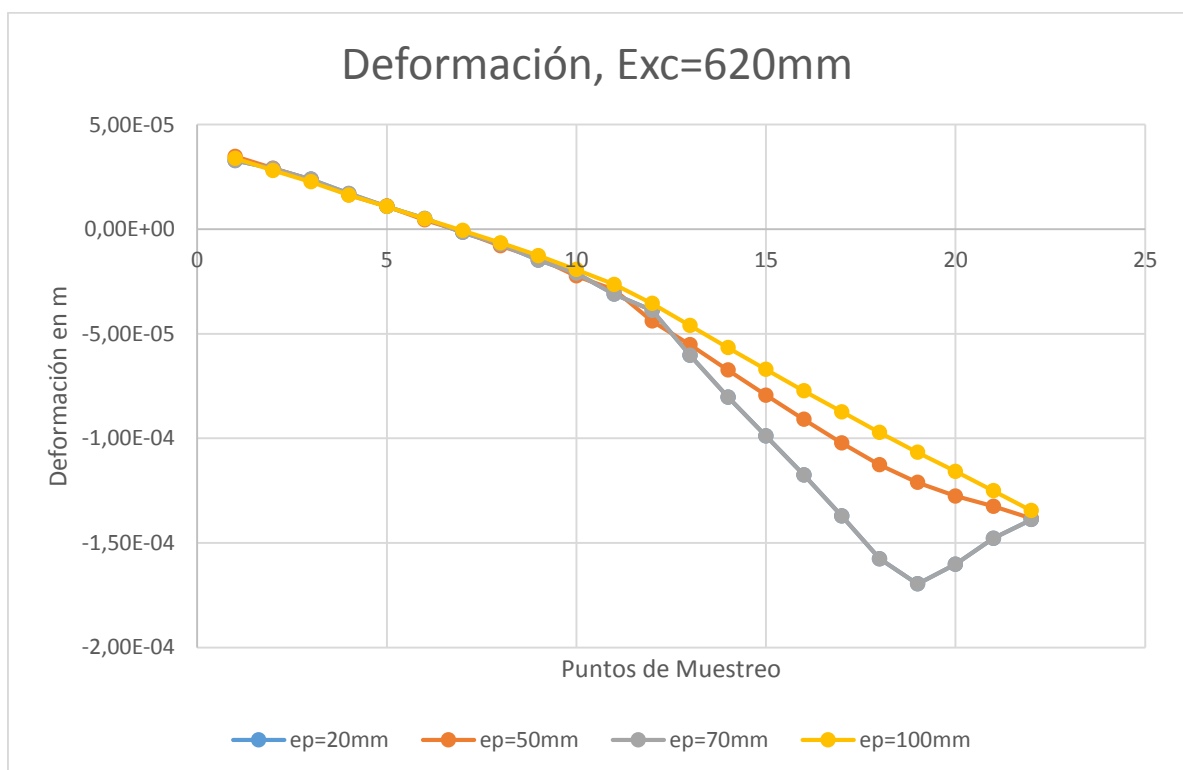


Grafico 3.17 Deformaciones en el hormigón para excentricidad de 210mm variando el espesor de placa y resistencia de 25MPa

Calculando los valores de A para las diferentes excentricidades según las especificaciones de la LRFD se obtienen lo siguiente:

- Excentricidad pequeña (70 mm) el valor de A es igual a N
- Excentricidad moderada (140 mm) el valor de $A \approx 208.68$ mm;
- Excentricidad grande (210 mm) el valor de $A \approx 91.67$ mm;
- Excentricidad grande (620 mm) el valor de $A \approx 78.25$ mm.
- Excentricidad grande (1000 mm) el valor de $A \approx 75.05$ mm.
- Excentricidad grande (2000 mm) el valor de $A \approx 74.9$ mm.

Valores de A obtenidos de la modelación numérica.

- Excentricidad pequeña (70 mm) el valor de A es igual a N
- Excentricidad moderada (140 mm) el valor de $A = 380$ mm;
- Excentricidad grande (210 mm) el valor de $A = 320$ mm;
- Excentricidad grande (620 mm) el valor de $A = 240$ mm.
- Excentricidad grande (1000 mm) el valor de $A \approx 200$ mm.
- Excentricidad grande (2000 mm) el valor de $A \approx 180$ mm.

Valores de A obtenidos de la norma española (NBE-103).

- Excentricidad pequeña (70 mm) el valor de A es igual a N
- Excentricidad moderada (140 mm) el valor de $A = 262.9$ mm;
- Excentricidad grande (210 mm) el valor de $A = 193.45$ mm;
- Excentricidad grande (620 mm) el valor de $A = 123.45$ mm.
- Excentricidad grande (1000 mm) el valor de $A \approx 113.17$ mm.
- Excentricidad grande (2000 mm) el valor de $A \approx 105.5$ mm.

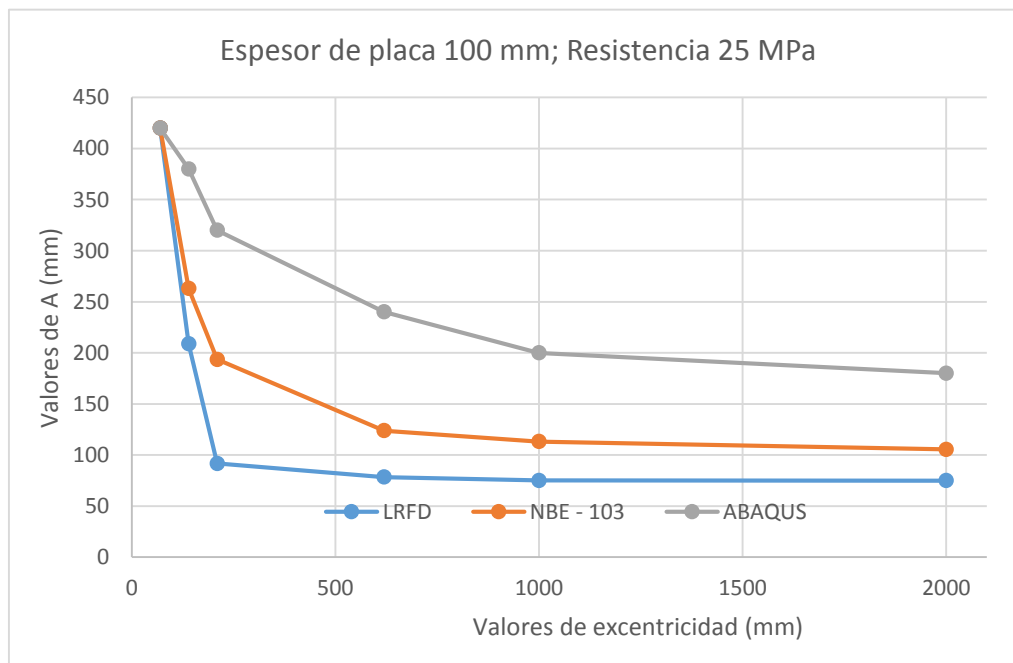


Grafico 3.18 Influencia de la excentricidad en la longitud de la zona comprimida (A)

3.4. Tensiones en el hormigón producto de la tracción en los pernos:

Para medir las tensiones en el hormigón que rodea los pernos se empleó la placa de 100mm, pues es la más rígida de las empleadas en este estudio. Para ello se tuvieron en cuenta las excentricidades grandes que son las que provocan mayores tensiones en los pernos de anclajes, y cuando estas están actuado se puede producir la falla en el hormigón por desprendimiento del mismo, por fractura y arrancamiento del perno de anclaje.

Las figuras a continuación muestran la distribución de tensiones que ocurren en los pernos producto de la excentricidad de la carga.

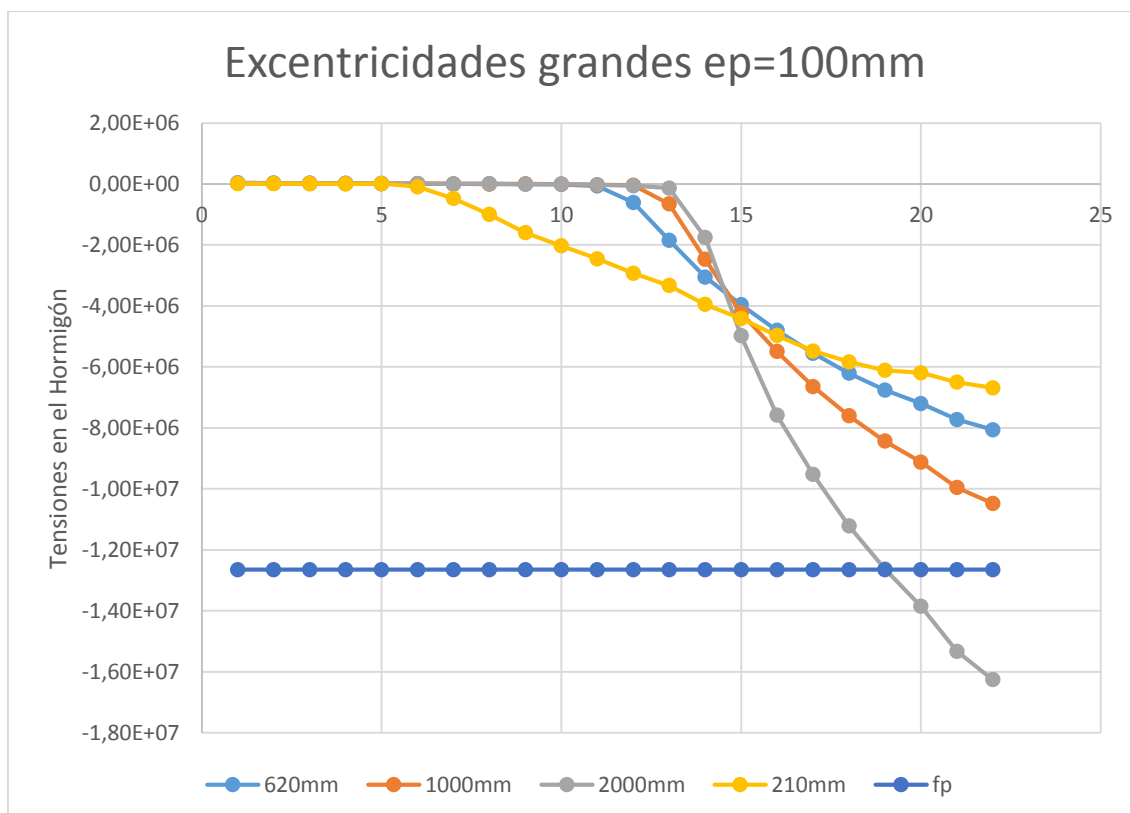


Gráfico 3.19 Distribución de tensiones en el hormigón para las distintas excentricidades con espesor de placa $e_p=100\text{mm}$ y resistencia de 25MPa .

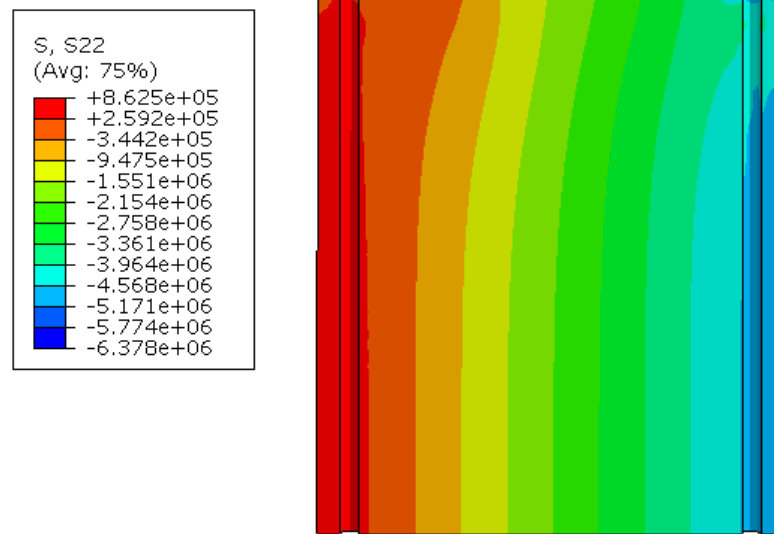


Figura 3.29 Distribucion de tensiones en el hormigón producto de las tensiones que ocurren en los pernos para un espesor de placa de 100mm y una resistencia de 25 con excentricidad de 210mm.

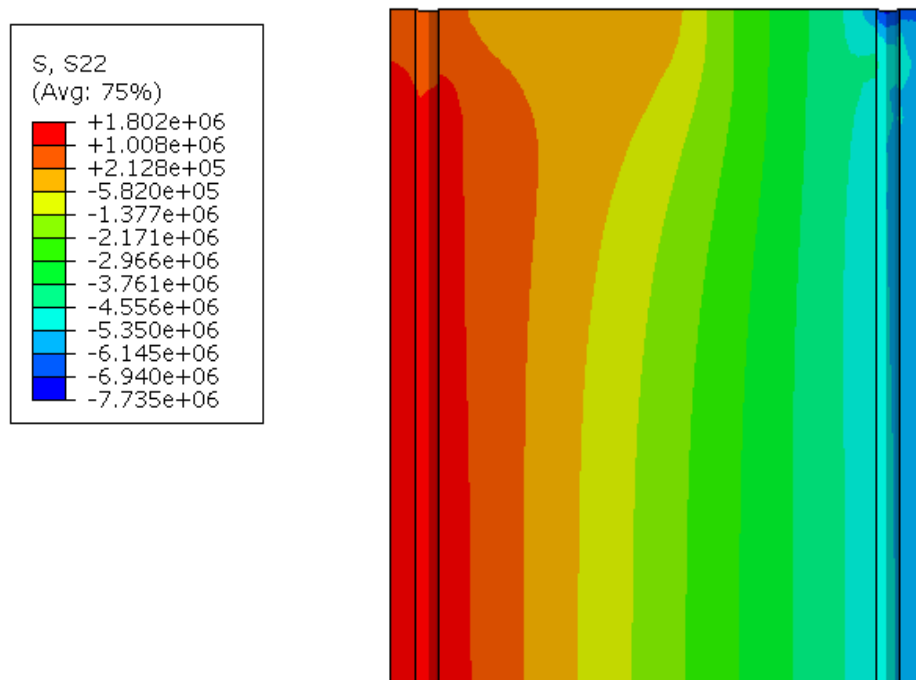


Figura 3.30 Distribucion de tensiones en el hormigón producto de las tensiones que ocurren en los pernos para un espesor de placa de 100mm y una resistencia de 25 con excentricidad de 620mm.

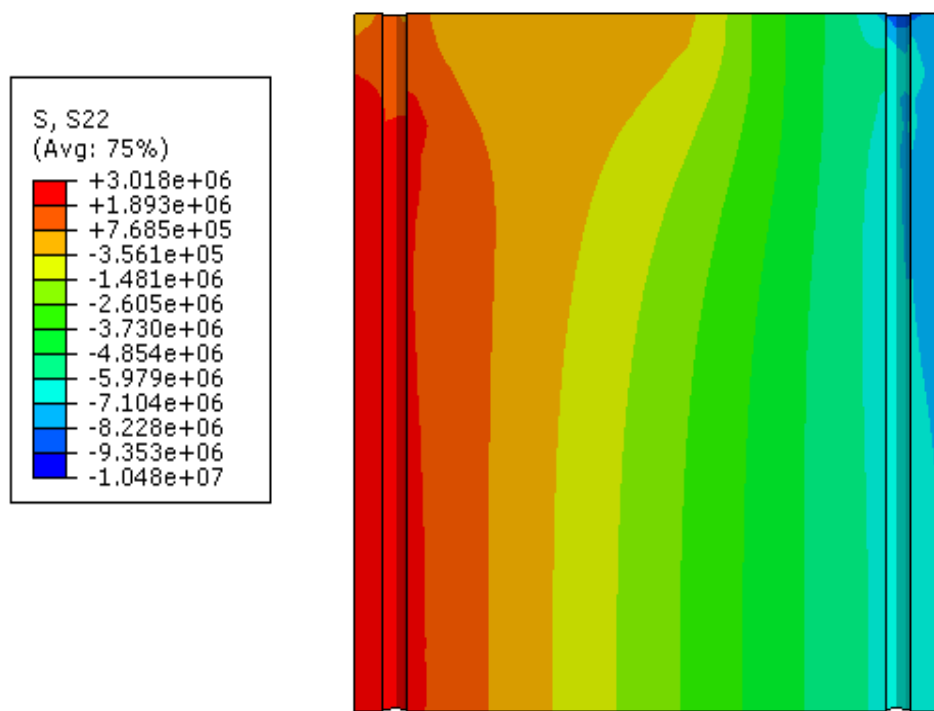


Figura 3.30 Distribucion de tensiones en el hormigón producto de las tensiones que ocurren en los pernos para un espesor de placa de 100mm y una resistencia de 25 con excentricidad de 1000mm.

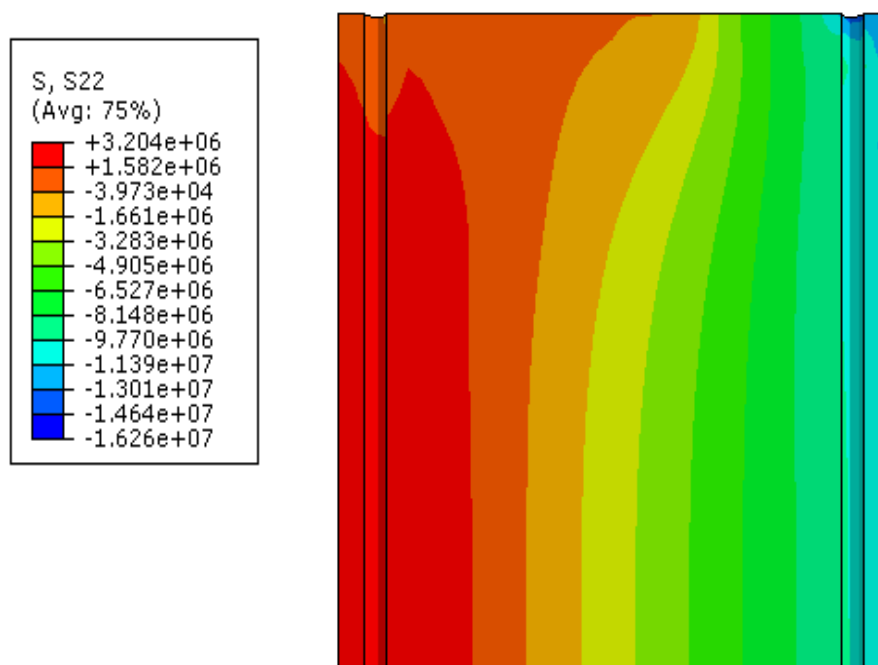


Figura 3.31 Distribucion de tensiones en el hormigón producto de las tensiones que ocurren en los pernos para un espesor de placa de 100mm y una resistencia de 25 con excentricidad de 2000mm

Los gráficos que se muestran a continuación describen la forma de la distribución de tensiones en el hormigón que rodea a los pernos de anclajes.

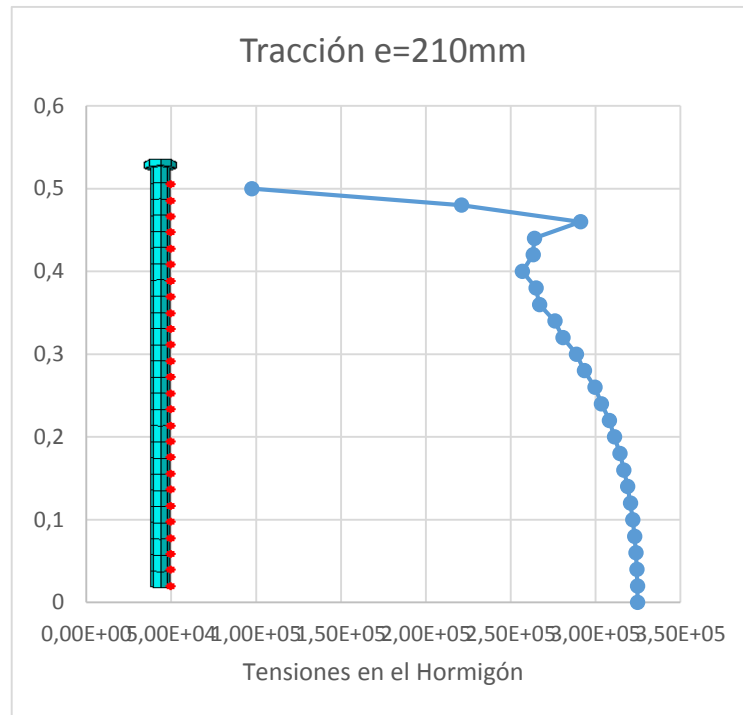


Grafico 3.20 Distribución de tensiones en el hormigón debido a la tracción en los pernos cuando la excentricidad es de 210mm.

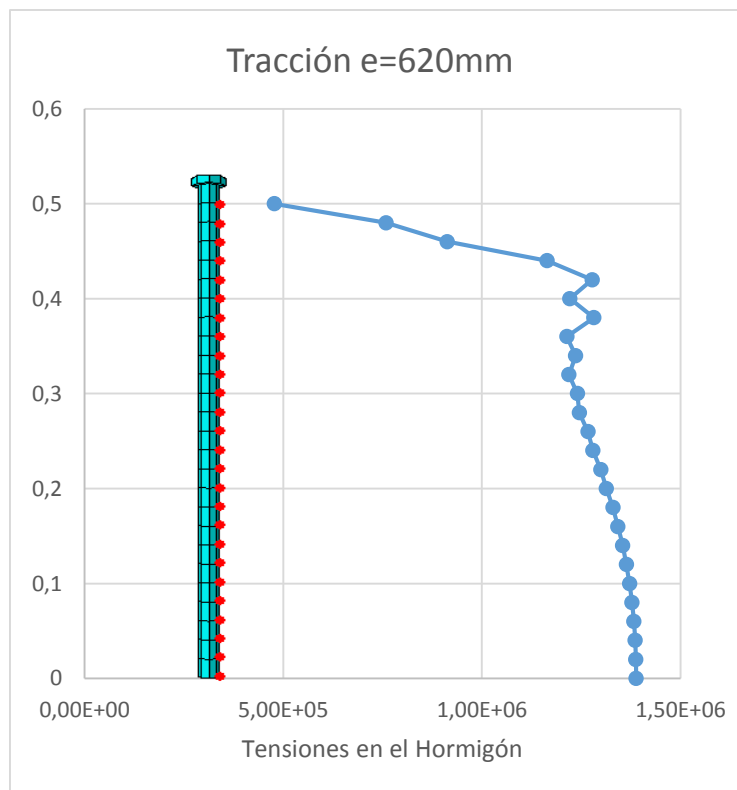


Grafico 3.21 Distribución de tensiones en el hormigón debido a la tracción en los pernos cuando la excentricidad es de 620mm.

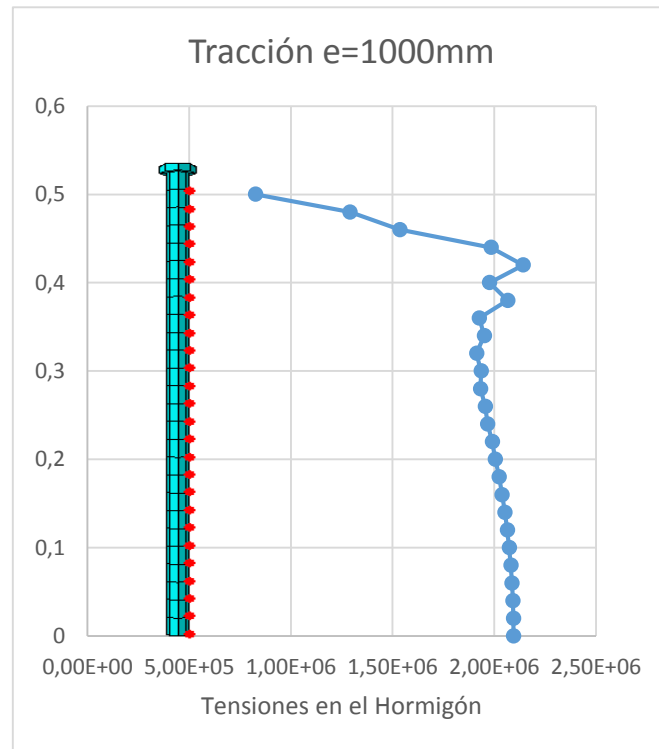


Gráfico 3.22 Distribución de tensiones en el hormigón debido a la tracción en los pernos cuando la excentricidad es de 1000mm.

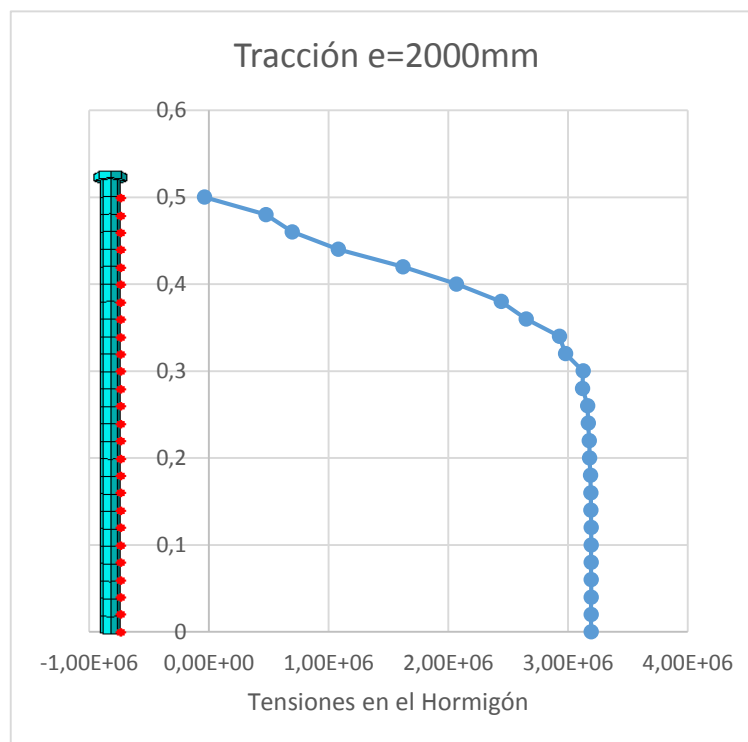


Gráfico 3.23 Distribución de tensiones en el hormigón debido a la tracción en los pernos cuando la excentricidad es de 2000mm.

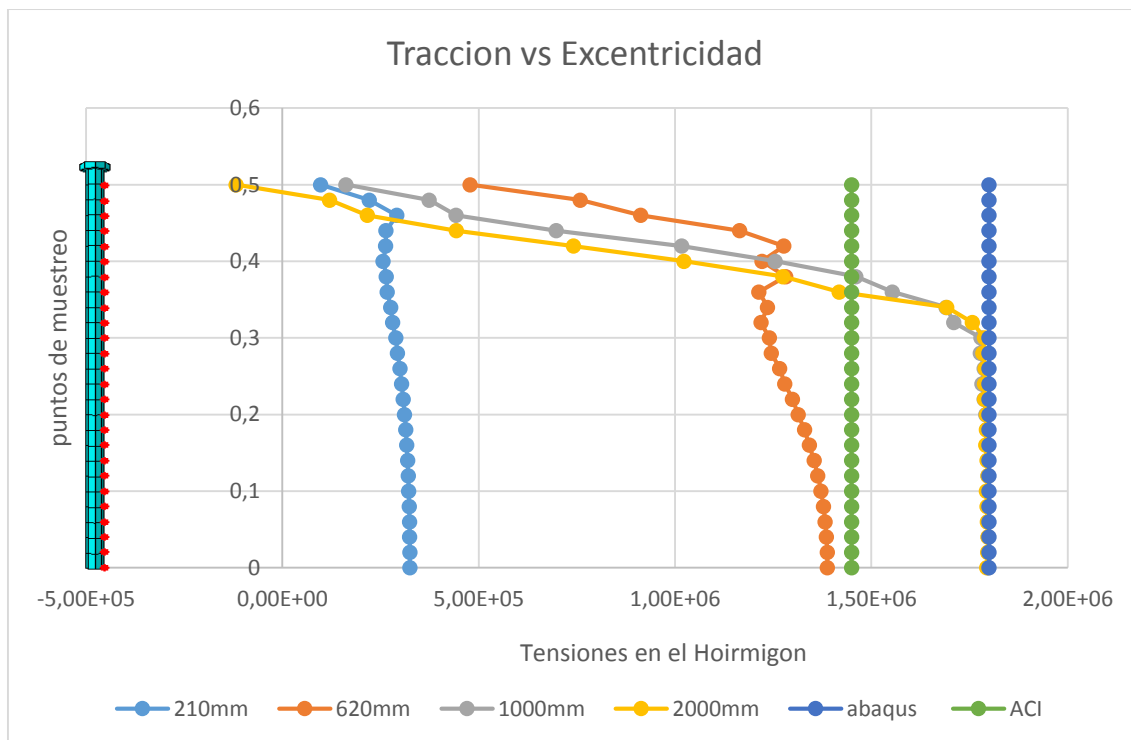


Gráfico 3.24 Distribución de tensiones en el hormigón debido a la tracción en los pernos frente a diferentes excentricidades.

3.5. Conclusiones parciales:

1. Influencia del espesor de la placa:

- Se observa que a medida que se incrementa el espesor de la placa hay una distribución mas uniforme de las tensiones en la masa de hormigón,
- y que para placas bases con espesores siguales o superiores a los 50 mm y vuelos de 76 mm podemos considerar que las mismas comienzan a comportarse como elementos rigidos,
- tambien se puede observar la gran diferencia entre los valores maximos de tension ocurridos bajo la placa de 20mm (aproximadamente 14 MPa) y bajo la placa de 50mm (aproximadamente 6 MPa).
- Se aprecia tambien, que para espesores de placas mayores ademas de disminuir las tensiones disminuye la profundidad en la que son significativos los valores de las mismas, aproximadamente 3.5 MPa.
- Para grandes excentricidades el espesor de la placa no tiene una influencia significativa en la forma de la distribución de las tensiones en compresión del hormigón, ni en sus valores maximos.

2. Influencia de la resistencia del hormigón:

- El aumento de la resistencia del hormigón del pedestal no influye en la forma de la distribución de las tensiones de compresión, ni en el valor de las mismas, pues las diferencias máximas ocurridas son menores a los 0,5 MPa.
- Para placas flexibles y resistencias del hormigón bajas puede ocurrir fallo por aplastamiento del mismo.

3. Influencia de la excentricidad de la carga:

- Para todos los espesores de placa, a medida que aumenta la excentricidad la distribución de tensiones se hace más lineal, coincidiendo con las hipótesis que plantean las especificaciones de la LRFD y otros códigos.
- Podemos concluir que el espesor de la placa no influye en la longitud de la zona donde se distribuyen las tensiones de compresión en el hormigón del pedestal.
- La placa de 20 mm en todos los casos modelados para diferentes excentricidades sobrepasa los valores de la expresión empírica empleada por la LRFD para el cálculo del aplastamiento local del hormigón (F_p). Sin embargo las deformaciones no alcanzan 1mm bajo la acción de grandes tensiones.
- A medida que aumenta la excentricidad los valores de A por las normas de la LRFD, la NBE-103 ligeramente se acercan a los valores de A obtenidos de la modelación virtual, pero siguen siendo inferiores y muy conservadores.
- Las normas de diseño como la LRFD y la NBE-103 muestran valores muy conservativos para el diseño de este tipo de bases de columnas.

4. Tensiones en el hormigón producto de la tracción en los pernos:

- La distribución de las tensiones en el hormigón que rodea a los pernos en tracción es bastante uniforme aumentando el valor de tensión máxima a medida que aumenta la excentricidad. Aunque esto puede provocar fallo por arrancamiento del perno si estas se acercan a las tensiones máximas de tracción.

Conclusiones generales:

Luego de la confección de este trabajo de diploma y los resultados obtenidos después de la elaboración y modelación de 64 especímenes numéricos se arriba a las siguientes conclusiones:

- La revisión bibliográfica permitió definir los diferentes tipos de contactos establecidos entre los materiales estructurales que componen la unión, los modelos constitutivos empleados para los materiales empleados en la modelación. Además del empleo de experimentos reales para la calibración del modelo numérico.
- Se constató que los modelos constitutivos de los materiales empleados y las propiedades de los mismos en un régimen de trabajo no lineal tienen un adecuado comportamiento como se puede apreciar en la tabla 2.1 (errores en los desplazamientos por debajo del 1%).
- El empleo de elementos tipo ladrillo C3DR8 para discretizar los volúmenes del pedestal, los pernos y el perfil permite arrojar mejores aproximaciones de los resultados del modelo numérico con respecto al experimento real.
- A medida que se incrementa el espesor de la placa hay una distribución más uniforme de las tensiones en la masa de hormigón.
- Para placas bases con espesores iguales o superiores a los 50 mm y vuelos de 76 mm podemos considerar que las mismas comienzan a comportarse como elementos rígidos.
- El aumento de la resistencia del hormigón del pedestal no influye en la forma de la distribución de las tensiones de compresión, ni en el valor de las mismas, pues las diferencias máximas ocurridas son menores a los 0,5 MPa.
- Para todos los espesores de placa cuando están sometidos a cargas excéntricas la distribución de tensiones en el pedestal se hace más lineal (lineal variable), coincidiendo con las hipótesis que plantean las especificaciones de la LRFD y otros códigos.
- Podemos concluir que el espesor de la placa no influye en la longitud de la zona donde se distribuyen las tensiones de compresión en el hormigón del pedestal.
- La formación del cono de falla por desprendimiento del hormigón no se ve bien definido porque es afectado por las compresiones que provoca el lado comprimido del pedestal.
- La distribución de las tensiones en el hormigón que rodea a los pernos en tracción es bastante uniforme amentando el valor de tensión máxima a medida que aumenta la excentricidad. Aunque esto puede provocar fallo por arrancamiento del perno si estas se acercan a las tensiones máximas de tracción.

Recomendaciones

Teniendo en cuenta lo expuesto en este trabajo sobre la modelación de una unión base de columna se recomienda que:

- Ampliar la búsqueda bibliográfica para encontrar ensayos de bases de columnas reales con resultados experimentales que te permitan realizar una mejor calibración.
- Ampliar el estudio de este tipo de uniones aumentando la relación $A2/A1$.
- Extender el estudio a otros tipos de bases de columnas metálicas como las articuladas.
- Ampliar el estudio a modelos en los que estén actuando no solo cargas de axial excéntrica y momento si no también fuerza a cortante.
- Implementar en los modelos cargas excéntricas mayores que permitan observar:
 - Fallo por aplastamiento local del hormigón.
 - Fallo por rotura de los pernos.
 - Fallo por fluencia y alargamiento de los pernos.
 - Fallo por desprendimiento del hormigón que rodea los pernos de anclajes.
- Valorar la corrección a la expresión de las especificaciones de diseño en las que se determina la longitud de la zona comprimida (A).
- Implementar otros tipos de perfiles metálicos en la modelación numérica para determinar la influencia de las distintas geometrías en el comportamiento de las tensiones.
- Analizar la influencia de colocar rigidizadores o cartelas a las placas base flexibles.

Nomenclatura:

F_y	Fluencia del acero.
F_u	Resistencia de rotura del acero.
F_p	Resistencia al aplastamiento del hormigón.
F'_c	Resistencia a compresión del hormigón.
A_1	Área del pedestal en planta.
A_2	Área de la placa base.
$M-P$	Momento contra carga axial.
$M-R$	Momento contra rotación.
Θ	Rotación relativa.
T-stub	Ensayo experimental realizado por Wald.
d	Diámetro del perno.
RHS	Perfil rectangular hueco
l_{eff}	longitud efectiva de las líneas de fluencia en la placa base.
M_{pl}	Momento plástico.
k_5, k_{10}	Coeficientes de rigidez.
T_p	espesor de la placa
E_p	espesor de la placa base.
MEF	Método de los elementos finitos.
MED	Método de las diferencias finitas.
E_c, E	Modulo de elasticidad.
N	Carga axial.
M	Momento
μ	Coeficiente de Poisson.
ε_y	Deformación.
σ	Esfuerzo.
A_x	Área del perfil metálico.
W	Momento angular del perfil.
N_y	Tensión de fluencia del acero

Bibliografía:

- Aalberg, A., & Torp Karlsen, F. (2012). *Bolted RHS end-plate joints in axial tension*. Paper presented at the Nordic Steel Construction Conference, 5-7 September 2012, Oslo, Norway.
- Adany, S. (2000). *Numerical and experimental analysis of bolted end-plate joints under monotonic and cyclic loading*. PhD Thesis. Budapest University of Tech Econom, Hungary.
- Astaneh, A., Bergsma, G., & Shen, J. (1992). *Behavior and design of base plates for gravity, wind and seismic loads*. Paper presented at the Proceedings of the National Steel Construction Conference.
- Baniotopoulos, C. C., Sokol, Z., & Wald, F. (1999). Column base connections. *COST CI Report of WG6-Numerical simulation*. Brussels-Luxemburg: European Commission, 32-47.
- Beg, D., Zupančič, E., & Vayas, I. (2004). On the rotation capacity of moment connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 60(3), 601-620.
- Bonilla, J., Larrúa, R., Mirambell, E., & Recarey, C. (2007). Aplicación de la simulación numérica al estudio del comportamiento de conectadores tipo perno en estructuras compuestas de hormigón y acero. *Revista Ingeniería Civil*(148), 55-68.
- Burda, J., & Itani, A. (1999). Studies of Seismic Behavior of Steel Base Plates, Report No. CCEER 99-7. *Center for Civil Engineering Earthquake Research, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Nevada, Reno, Nevada*.
- Da Silva, L. S., Simoes, R. D., & Cruz, P. J. (2001). Experimental behaviour of end-plate beam-to-column composite joints under monotonical loading. *Engineering Structures*, 23(11), 1383-1409.
- DeWolf, J. T., & Ricker, D. (1990). AISC design Guide 01, Column Base Plates. *Estados Unidos*.
- DeWolf, J. T., & Ricker, D. T. (1990). *Column base plates*: American Institute of Steel Construction.
- Eligehausen, R. (1994). Fastenings to concrete and masonry structures. State of the Art Report. *CEB-Comité Euro International du Béton (Thomas Telford, London 1994)*.
- EN, B. (2005). 1-8: 2005. Eurocode 3: Design of steel structures-Part 1-8: Design of joints. *British Standards Institution, United Kingdom*.
- Fahmy, M. (1999). *Seismic behavior of moment-resisting steel column bases*. The University of Michigan.
- Heristchian, M., Pourakbar, P., Imeni, S., & Ramezani, M. R. A. (2014). Ultimate tensile strength of embedded I-sections: a comparison of experimental and numerical results. *International Journal of Advanced Structural Engineering (IJASE)*, 6(4), 169-180.
- Jiménez. (1994). Curso sobre pilotajes y cimentaciones especiales. *I y II*.

- Kim, J., Yoon, J.-C., & Kang, B.-S. (2007). Finite element analysis and modeling of structure with bolted joints. *Applied mathematical modelling*, 31(5), 895-911.
- Louis, L., & Babu, N. (2017). Numerical Analysis of Strength Behaviour of Bolted Steel Beam Column Connection Based on Type and Position of Stiffeners.
- Ravari, A. K., Othman, I. B., & Ibrahim, Z. B. (2011). Finite element analysis of bolted column base connection without and with stiffeners. *International Journal of Physical Sciences*, 6(1), 1-7.
- Recarey, A. C. (1999). *Modelación del terreno y las estructuras en el dominio del tiempo*. UCLV, Santa Clara.
- Recarey, C. (1999). Modelación Estructural. <http://www.forumcyt.cu/UserFiles/forum/Textos/0500420.pdf>. Retrieved from
- Sato, K., & Kamagata, S. (1988). *Aseismic Behavior of Steel Column Base*. Paper presented at the Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering.
- Shabanian, M., Abdollahzadeh, G., & Amir Sina Tavakol, S. (2016). Column-Base Plate Connection under Monotonic Load: Experimental and Theoretical Analysis. *Global Journal of Research In Engineering*, 16(3).
- Sokol, Z., & Wald, F. (1997). Experiments with T-stubs in Tension and Compression: Research Report, ČVUT, Prague.
- Thambiratnam, D. P., & Paramasivam, P. (1986). Base plates under axial loads and moments. *Journal of Structural Engineering*, 112(5), 1166-1181.
- Wald, F., Bouguin, V., Sokol, Z., & Muzeau, J.-P. (2000). Effective length of T-stub of RHS column base plates. *Czech Technical University of Prague, University of Blaise Pascal, Clermont Ferrand*.
- Wald, F., Jaspart, J.-P., & Brown, D. (2000). Base plate in bending and anchor bolts in tension. *Journal of Constructional Steel Research*.

