



**BUAP**

# **BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA  
SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y ESTUDIOS DE  
POSGRADO**

**“COMPORTAMIENTO LINEAL DE  
PLACA BASE DESCRITA POR AISC  
SOMETIDA A CARGAS CÍCLICAS”**

**TESIS**

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:  
**MAESTRO EN INGENIERÍA  
OPCIÓN TERMINAL EN  
ESTRUCTURAS**

**PRESENTA:**

**ING RAÚL ADRIÁN MORALES SALAZAR**

**ASESOR:**

**M.I. MARCO ANTONIO GONZÁLEZ Y GONZÁLEZ**

**PUEBLA, PUE.**

**FEBRERO 2024**

## **Agradecimientos**

*Con el más profundo de mis sentimientos que nacen de mi corazón dedico el presente trabajo a mi padre en paz descanse y que me enseñó a trabajar, a no darme por vencido y continuar con mis anhelos día a día y que mi palabra y empeño es lo que vale en esta vida; a mi madre que me apoya en cada decisión que tomo y me sensibiliza en cada momento; a Hilda mi novia que me ha apoyado en mis decisiones y me alienta a superarme día a día.*

## **Tema: Comportamiento lineal de placa base descrita por AISC sometida a cargas cíclicas**

### **Justificación**

La conexión placa base se definen como la interfaz crítica entre la estructura de acero y la cimentación. Dicha conexión es usada en la construcción para soportar las cargas gravitacionales y laterales que se presentan en la estructura. Además, se utilizan para el apoyo de equipo y estructuras al aire libre, donde pueden ser afectadas por vibraciones o fatiga, debido a cargas de viento y sismo. A menudo, estos elementos son los últimos en ser diseñados, pero son los primeros requeridos en obra en la estructura metálica.

La placa base es parte esencial de una estructura de acero junto con los accesorios adecuados. Esta transmite, de manera segura, las cargas que deberá soportar la cimentación. Sin embargo, al diseño de la placa base, en el país, no se le da la atención necesaria a nivel profesional, ni en los reglamentos y manuales. Esto implica costos excesivos y dificultades en la fabricación de las placas base y sus accesorios. En consecuencia, existe un riesgo de trabajo en el proceso de trabajo de montaje, así como en la vida útil de la estructura.

En los últimos años, se ha incrementado la actividad y magnitud sísmica. Este evento provoca que las estructuras de acero sean susceptibles a sufrir daños ante la ocurrencia de fenómenos de origen natural. Razón por la cual, la realización de los diseños de las conexiones placa base contemplan las solicitudes que demanda el

lugar, las condiciones de frontera en los apoyos y las características esenciales de los materiales. De cada uno de estos aspectos depende el funcionamiento idóneo de la placa base.

Gran parte de los constructores señalan que existe una gran variedad de diseños y detalles de placa base. Muchos de estos aspectos presentan problemas por la forma en que son fabricados y por los materiales utilizados. Además de que no siempre cuentan con los materiales que son especificados por los proyectistas estructurales, esto provoca retrasos en la obra. De esta manera, surge la inquietud de elaborar esta tesina, para analizar que los materiales, secciones de los accesorios recomendadas por AISC, así como las sollicitaciones mecánicas más comunes en la zona sísmica B del país sean soportados y requeridos bajo la normativa AISC-LRFD-10.

## **Objetivo General**

Mostrar el diseño de una conexión placa base entre columna metálica y cimentación para identificar puntos de vulnerabilidad de esta mediante un modelo de elemento finito sometido a cargas cíclicas.

## **Objetivos Específicos**

- Determinar las características que tiene una placa base para establecer su clasificación.
- Identificar los tipos de falla que presentan la placa base con condiciones articuladas o empotradas para señalar las necesidades que requiere el diseño.
- Señalar las características de los accesorios de la placa base para identificar el aporte de cada uno al diseño y funcionamiento de la conexión.
- Revisar el reglamento AISC-LRFD-10 para establecer las condiciones de carga que se utilizarán en el análisis estructural.
- Obtener los elementos mecánicos de una nave industrial para establecer las condiciones bajo las que actuará la placa base.
- Presentar el proceso de diseño de una placa base bajo el reglamento AISC-LRFD-10 para señalar las dimensiones solicitadas para su funcionamiento adecuado.
- Modelar la placa base para identificar su comportamiento lineal y señalar sus zonas de vulnerabilidad.

- Comparar los resultados obtenidos con el reglamento AISC-10 para determinar un refuerzo eficiente.

## **Metodología**

- Se reconocerán las características que debe de tener una placa base para delimitar las propiedades físicas de nuestro interés.
- Se señalarán los tipos de falla que presenta la conexión placa base-columna para determinar el tipo de apoyo
- Se indicarán las sugerencias AISC-LRFD-10 de los accesorios de placa base para optimizar su diseño.
- Se identificarán las condiciones de carga que se utilizarán en el diseño estructural para analizar el modelo estructural.
- Se analizará con ayuda de un software de análisis estructural una nave industrial para determinar las solicitaciones en la placa base.
- Se realizará el diseño de la conexión placa base-columna bajo el reglamento AISC-LRFD-10 para garantizar un funcionamiento óptimo.
- Se compararán los resultados obtenidos con el reglamento AISC-10 para señalar los puntos vulnerables de la placa base y su refuerzo.

## **Marco Teórico**

James M. Fisher (2006) señala que “las placas base para columnas metálicas son elementos de acero colocados en la parte inferior de las columnas. Tiene dos funciones esenciales en la estructura:

1. Transmiten las cargas de la columna al miembro de soporte o a la cimentación. Estas incluyen cargas axiales debidas a la gravedad, momentos, cortantes y en poca ocurrencia tensiones axiales debidas al levantamiento.
2. Permiten que la columna permanezca en cantiléver después de que ha sido colocada sin la necesidad de un soporte lateral. La columna y la placa base deben soportar las cargas de viento y sismo de forma segura” (172).

De acuerdo con la guía de diseño AISC Design guide 1. 2nd Edition /Base plate and anchor rod design (1990), el diseño de las placas debe hacerse utilizando acero ASTM A36, excepto si existe la disponibilidad de otro grado de material. Las placas de acero ASTM A36 son las más fáciles de encontrar y, en muchos puntos de venta de material, las piezas pueden ser cortadas a las necesidades de cada proyecto desde el almacén. En la actualidad la placa de acero A992 Gr50 ha tenido un auge importante debido a la resistencia que aporta y esto permite el uso de espesores menores que en placa de acero ASTM A36.

Muchos proyectistas estructurales han establecido un espesor mínimo para columnas por cargas de gravedad para postes y columnas de HSS ligero. Usualmente, el espesor mínimo de la placa es de  $\frac{1}{2}$  pulgada y para otras columnas estructurales de  $\frac{3}{4}$  pulgadas, que es comúnmente aceptado como la especificación de espesor mínimo.

La correcta elección de los accesorios para el funcionamiento depende únicamente de las solicitaciones en sus apoyos. La guía de diseño AISC Design guide 1. 2nd Edition /Base plate and anchor rod design (1990) indica fórmulas prácticas para el espaciamiento de las anclas en la placa base, dimensiones óptimas del apoyo de la placa base.

Actualmente, en el diseño no es posible anular la amenaza sísmica, pero la ingeniería dispone de recursos para reducir la vulnerabilidad de las construcciones, por ende, el riesgo sísmico. El método LRFD contempla la respuesta en rango inelástico de modo que la estructura desarrolle ductilidad y disipe energía durante la ocurrencia de dichos eventos, mediante la evaluación de una serie de estados límite en la estructura.

## Contenido

Capítulo 1. Funcionalidad de una placa base.....	10
1.1 Objetivo de la placa base .....	10
1.2 Características .....	14
1.2.1 Materiales de diseño y existentes en el mercado .....	14
1.2.2 Fabricación y acabados de la placa base.....	17
1.3 Clasificación de las conexiones de placa base.....	20
1.3.1 Clasificación general .....	20
1.3.2 Clasificación de las conexiones de placa base expuestas .....	23
1.3.2.1 Placa gruesa o rígida.....	23
1.3.2.2 Placa delgada o flexible .....	25
1.3.2.3 Placa intermedia o semi-rígida.....	25
1.3.3 Clasificación de acuerdo con las condiciones de apoyo.....	26
1.3.3.1 Articulada.....	26
1.3.3.2 Empotrada .....	27
1.3.3.3 Parcialmente restringida .....	28
1.3.4 Clasificación de acuerdo con el modo de falla del acero .....	29
1.3.4.1 Columna débil/ Conexión fuerte.....	30
1.3.4.2 Columna fuerte/ conexión débil .....	31
1.3.4.3 Mecanismos balanceados .....	31
Capítulo 2. Accesorios para la placa base .....	33
2.1 Accesorios por cortante .....	33
2.1.1 Fricción.....	33
2.1.2 Aplastamiento.....	34
2.1.3 Cortante en las barras de anclaje .....	36
2.2 Anclas.....	41
2.2.1 Barra de anclaje en tensión .....	43
2.2.1 Anclaje al concreto para fuerzas de tensión .....	45
2.3 Soldadura.....	48
Capítulo 3. Análisis y diseño de una placa base.....	51
3.1 Reglamentación existente .....	51
3.2 Obtención de los elementos mecánicos de un edificio.....	52
3.2.1 Datos del edificio .....	52
3.3 Diseño de la placa base descrita por el reglamento AISC 360-05 LRFD.....	54

3.3.1 Datos de la conexión.....	54
3.3.2 Cálculo de la conexión.....	58
Capítulo 4. Comportamiento lineal de la placa base sometida a cargas cíclicas .....	112
4.1 Modelado de la placa base sujeta a fuerzas .....	112
4.2 Efectos en los elementos de la placa base una vez aplicada la carga .....	115
Conclusiones.....	122

# Capítulo 1. Funcionalidad de una placa base

## 1.1 Objetivo de la placa base

La placa base es parte esencial de una estructura de acero junto con los accesorios adecuados. Esta transmite, de manera segura, las cargas que deberá soportar la cimentación. Sin embargo, al diseño de la placa base, en el país, no se le da la atención necesaria a nivel profesional, ni en los reglamentos y manuales. Esto implica costos excesivos y dificultades en la fabricación de las placas base y sus accesorios. En consecuencia, existe un riesgo de trabajo en el proceso de trabajo de montaje, así como en la vida útil de la estructura.

La mayoría de los constructores comentan que existe una gran variedad de diseños y detalles de placas base. Muchos de esos detalles son difíciles de fabricar, o el material especificado es difícil de conseguir o no existe en las dimensiones solicitadas, no obstante, el diseño da como resultado columnas difíciles de colocar y problemas de estabilidad por un inadecuado sistema de soporte. La corrección de anclajes, cuando no son debidamente colocados resulta muy costosa, pues implica retardos en trabajos de los elementos que nacen de las placas base o retrasos en el proceso constructivo por correcciones en la cimentación.

Las conexiones de placas base son, entonces, la interfaz entre la estructura de acero y la cimentación. Estas conexiones son usadas en construcciones para soportar las cargas gravitacionales y funcionan como parte de un sistema resistente a cargas laterales. Además, se utilizan para el apoyo de equipo y estructuras al aire libre, donde éstas

pueden ser afectadas por vibraciones y fatiga debido a cargas de viento.

Las placas base y los anclajes son a menudo los últimos elementos estructurales diseñados, pero son los primeros requeridos en la obra.

Las placas base tienen dos funciones principales:

1. Transmiten las cargas de la columna al miembro de soporte o a la cimentación. Estas incluyen cargas axiales debidas a la gravedad, momentos, cortantes y a veces tensiones axiales debidas al levantamiento.
2. Permiten que la columna permanezca en cantiléver después de que ha sido colocada sin la necesidad de un soporte lateral. La columna y la placa base deben soportar las cargas de viento y sismo de forma segura.

La elección del material y los detalles de diseño de las placas base pueden afectar significativamente el costo de fabricación y montaje de la estructura, como también el desempeño bajo las cargas aplicadas.

No sólo es importante diseñar la conexión de placa base para los requerimientos de resistencia, sino también es importante reconocer que estas conexiones afectan el comportamiento de la estructura. Esto se asume debido a que las condiciones de apoyo de los elementos de la estructura que se utilicen en el análisis estructural son representadas por las conexiones, es decir la placa base debe comportarse de manera cercana a nuestra idealización de apoyo, ya

sea un apoyo simple, una articulación o un empotramiento. La inadecuada representación del apoyo puede conducir a un error en los cálculos, conduciendo a momentos de segundo orden desconocidos si la rigidez es sobreestimada o dimensiones excesivas de la columna de la primera planta si la rigidez es subestimada.

Si se desean análisis más precisos, puede ser necesario introducir la rigidez de la conexión de placa base en rangos plásticos y elásticos, analizar para carga sísmica, posiblemente hasta las relaciones cíclicas de esfuerzo-deformación. Los esfuerzos y deformaciones que resultan del análisis estructural utilizadas para diseñar la placa base son dependientes de la elección del detallado de la conexión de placa base.

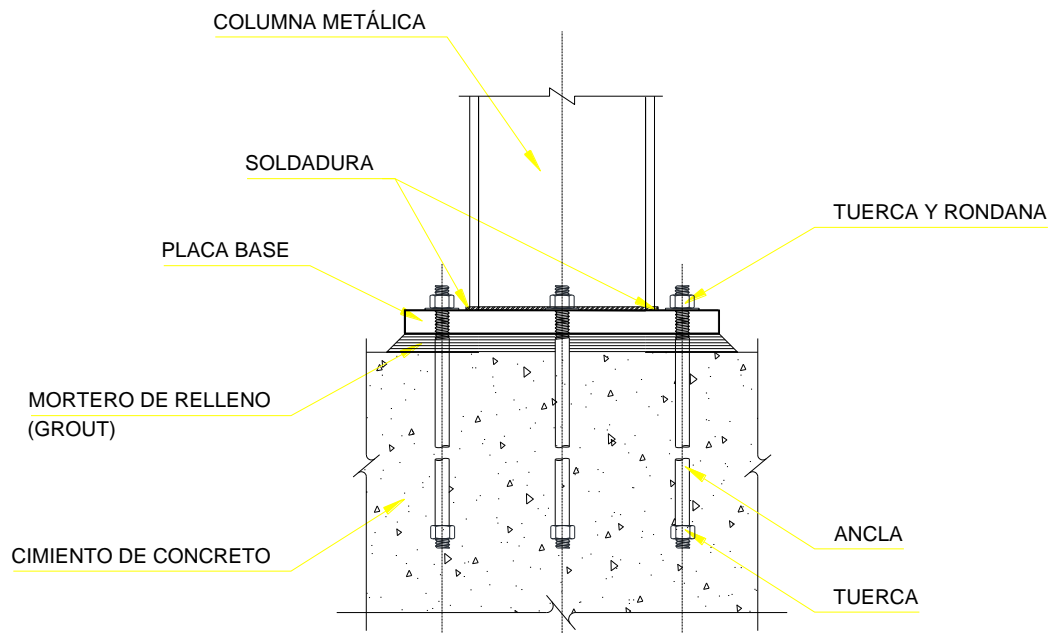
La gran mayoría de las placas base son diseñadas por compresión axial considerando poca o nula tensión axial que provoca el levantamiento de la placa (uplift). Para placas solo con compresión axial el detalle de la conexión de la Figura 1.1<sup>1</sup> es suficiente. Las conexiones de placas base pueden ser capaces de transmitir fuerzas de levantamiento (uplift forces) y transmitir los esfuerzos cortantes a través de las barras de anclaje si es requerido, si la placa base continúa en compresión, el esfuerzo cortante puede ser transmitido a fricción contra el grout o el concreto; en consecuencia, no es necesario diseñar las barras de anclaje para resistir los esfuerzos cortantes. Esfuerzos cortantes grandes pueden ser resistidos añadiendo una

---

<sup>1</sup> FUENTE: DESIGN GUIDE 1, 2ND EDITION / **BASE PLATE AND ANCHOR ROD DESIGN**

llave de corte debajo de la placa o incrustando la columna en el concreto.

Las placas base resistentes a momento pueden ser utilizadas para resistir cargas sísmicas o de viento. El momento en la base de la columna puede resistirse mediante el desarrollo de un par de fuerzas, que son generados por la compresión en el concreto y la tensión en las barras de anclaje.



*Figura 1.1 Componentes de una conexión columna placa base*

## 1.2 Características

### 1.2.1 Materiales de diseño y existentes en el mercado

Las especificaciones de la AISC<sup>2</sup> listan una serie de materiales empleados en placas y anclas que son estructuralmente adecuadas para usarlas en los diseños de placas base. Basados en costo y disponibilidad, los materiales mostrados en las Tablas 1.1<sup>3</sup> Y 1.2<sup>4</sup> son los recomendados para el diseño.

<b>Espesor (<math>t_p</math>)</b>	<b>Material disponible</b>
$t_p \leq 4 \text{ in}$	ASTM A36 ASTM A572 Gr 42 ó 50 ASTM A588 Gr 42 ó 50
$4 \text{ in} \leq t_p \leq 6 \text{ in}$	ASTM A36 ASTM A572 Gr 42 ó 50 ASTM A588 Gr 42 ó 50
$t_p > 6 \text{ in}$	ASTM A36

*Tabla 1.1 Materiales para placa base*

<sup>2</sup> American Institute Steel Construction

<sup>3</sup> AISC DESIGN GUIDE 1, 2ND EDITION / BASE PLATE AND ANCHOR ROD DESIGN

<sup>4</sup> AISC DESIGN GUIDE 1, 2ND EDITION / BASE PLATE AND ANCHOR ROD DESIGN

<b>Material ASTM</b>	<b>Fuerza de tensión Fu (ksi)</b>	<b>Esfuerzo de tensión nominal Fnt=0.75Fu (ksi)</b>	<b>Esfuerzo cortante nominal (Tipo X) Fnv=0.50Fu (ksi)</b>	<b>Esfuerzo cortante nominal (Tipo N) Fnv=0.40Fu (ksi)</b>	<b>Diámetro máximo (in)</b>	
<b>F1554</b>	Gr 36	58	43.5	29.0	23.2	4
	Gr 55	75	56.3	37.5	30.0	4
	Gr 105	125	93.8	62.5	50.0	3
<b>A449</b>		120	90.0	60.0	48.0	1
		105	78.8	57.5	42.0	1 ½
		90	67.5	45.0	36.0	3
<b>A36</b>	58	43.5	29.0	23.2	4	
<b>A307</b>	58	46.5	29.0	23.2	4	
<b>A354</b>	150	112	75.0	60.0	2 ½	
<b>Gr BD</b>	140	105	70.0	56.0	4	

*Tabla 1.2 Materiales para anclas*

De acuerdo con la guía de diseño “AISC DESIGN GUIDE 1, 2ND EDITION /BASE PLATE AND ANCHOR ROD DESIGN” el diseño de las placas debe hacerse utilizando acero ASTM A36 excepto si existe la disponibilidad de otro grado de material. Las placas de acero ASTM A36 son las más fáciles de encontrar, y en muchos puntos de venta de material las piezas pueden ser cortadas a las necesidades de cada proyecto desde el almacén. Usualmente no es necesario utilizar aceros

de alta resistencia, basta con aumentar el espesor de la placa si nuestro diseño así lo requiere, ya que existe disponibilidad de espesores de placas desde 3 mm, en incrementos de 3 mm hasta 30 mm, a partir de 30 mm los incrementos son de 6 mm. El manual recomienda estandarizar el espesor de las placas durante el diseño para que la compra y el corte sean más sencillos.

Cuando se diseña la conexión de placa base, es importante seleccionar un acero que sea económico y utilizar espesores de placa más gruesa, ya que el uso de rigidizadores u otro tipo de refuerzo para garantizar la misma resistencia de placas más delgadas resulta más caro. Una posible excepción para lo antes mencionado es el caso de las bases de columna que resisten momentos grandes. Por ejemplo, en el diseño de una grúa de torre para edificios, el uso de un asiento o taburete en la base de la columna podría ser más económico, si se elimina la necesidad de usar largas soldaduras de penetración completa (CJP<sup>5</sup>) para placas pesadas que requieren especificaciones de materiales especiales.

La mayoría de las placas base son diseñadas como cuadradas para que concuerden con la geometría de la cimentación y la colocación de los redondos de anclaje sea más cómoda.

Muchos proyectistas estructurales han establecido un espesor mínimo para columnas por cargas de gravedad para postes y columnas de HSS ligero, usualmente el espesor mínimo de la placa es de  $\frac{1}{2}$  pulgada, y para otras columnas estructurales un espesor de  $\frac{3}{4}$

---

<sup>5</sup>Complete Joint Penetration

pulgadas es comúnmente aceptado como la especificación de espesor mínimo.

#### 1.2.2 Fabricación y acabados de la placa base

Usualmente, las placas son cortadas térmicamente a la medida. Los agujeros para las barras de anclaje y para el grout pueden ser perforados mecánicamente o térmicamente. La sección M2.2 de AISC lista requisitos para el proceso de corte térmico como se indica:

*“...los bordes libres cortados térmicamente que estarán sujetos a esfuerzos residuales de tracción estática deben quedar libres de escoria y rebabas mayores a 5 mm y evitar los cortes en V profundos y filosos. Si estas irregularidades y cortes son mayores que 5 mm deben ser eliminados por esmerilado o reparados con soldadura.”*

Recordando que los bordes libres de la placa no están sujetos a esfuerzos residuales de tracción, estos requisitos no son obligatorios para los bordes del perímetro; sin embargo, es aconsejable utilizar una guía para el trabajador que puede ser usada como un criterio aceptado. Los orificios para las barras de anclaje, que pueden estar sujetos a esfuerzos de tracción deberán de cumplir los requisitos de la sección M2.2 de las especificaciones de la AISC. Generalmente son aceptadas las irregularidades de fondo curvo cuando estas se encuentran dentro de los límites especificados, pero las muescas

afiladas deberán de ser reparadas. Las dimensiones de los agujeros para el grout<sup>6</sup> y las barras de anclaje se muestran en la Tabla 1.3<sup>7</sup>.

Diámetro del ancla, in	Diámetro del orificio, in	Diámetro mínimo de arandela, in	Espesor mínimo de arandela, in
3/4	1 5/16	2	1/4
7/8	1 9/16	2 1/2	5/16
1	1 13/16	3	3/8
1 1/4	2 1/16	3	1/2
1 1/2	2 5/16	3 1/2	1/2
1 3/4	2 3/4	4	5/8
2	3 1/4	5	3/4
2 1/2	3 1/4	5 1/2	7/8

*Tabla 1.3 Tamaños recomendados para orificios de anclas en placas base*

Los requisitos de acabados para las placas base de las columnas de acero están cubiertos en la Sección M2.8 de las especificaciones de la AISC como se indica: *“...Las placas de contacto de acero de 50 mm... o de menor espesor son permitidas sin cepillado, siempre que se logre una superficie de contacto satisfactoria. Las placas de contacto de acero mayores de 50 mm, pero no sobre 100 mm de espesor se permite que sean enderezadas con prensas o, si no se*

<sup>6</sup> Grout. Término tomado del inglés, comúnmente utilizado en el medio de la construcción para describir la lechada nivelante utilizada para rellenar el espacio entre el dado de la zapata y la placa base. Ver figura 1.1.

<sup>7</sup> DESIGN GUIDE 1, 2ND EDITION / BASE PLATE AND ANCHOR ROD DESIGN

*tienen prensas, mediante cepillado de la superficie de contacto... para obtener una superficie de contacto satisfactoria. Placas de contacto de acero mayores a 100 mm de espesor deben ser cepilladas en la superficie de contacto...".* Existen dos excepciones: la superficie inferior de las placas de contacto y las bases de columna en que se usa grout para asegurar contacto completo en cimentaciones no necesita ser cepillada, y la superficie superior de contacto y las bases de columna no necesitan ser cepilladas cuando se utilizan uniones con soldadura de penetración completa entre la columna y la placa de contacto.

Aunque las especificaciones de la AISC para acabados son normativas en forma, es importante asegurar satisfactoriamente una buena superficie de contacto. Al aplicar las disposiciones de la sección M4.4, podría no ser necesario cepillar placas de espesores mayores a 102 mm siempre y cuando sean lo suficientemente lisas para cumplir los requerimientos de separación entre la columna y la superficie de contacto. Comúnmente en la práctica, las placas que sean aproximadamente mayores a 8 mm de espesor se piden con un espesor extra de 6 mm a 13 mm para permitir el cepillado. En este caso la nivelación para la correcta colocación está determinada por la parte inferior de la columna con el espacio de colocación del grout y las calzas ajustadas.

## 1.3 Clasificación de las conexiones de placa base

### 1.3.1 Clasificación general

Las placas base generalmente se clasifican en dos tipos:

1. Placas base expuestas.
2. Placas base embebidas.

Aunque esta clasificación es determinada por la posición de la placa con relación a la cimentación, esto se considera representativo de las dos condiciones tradicionales de apoyo: “articuladas” o “empotradas” respectivamente.

En el primer grupo, donde el objetivo es conseguir una condición articulada, una placa de acero delgada soldada al final de la columna se utiliza ampliamente para transferir, de la mejor manera posible, compresiones axiales, tensiones axiales y fuerzas cortantes de la estructura a la cimentación. El segundo grupo, las placas base embebidas, ha sido muy popular particularmente para la construcción industrial. Históricamente, dos barras de anclaje se han utilizado dentro del área de los patines y alma de secciones “IPR” para resistir tensiones (uplift forces) y en algunos casos las fuerzas cortantes. Frecuentemente, la capacidad de este tipo de conexiones para resistir momentos se descuida, un hecho que ha sido analítica y experimentalmente demostrado siendo una suposición errónea considerar condiciones de apoyo teóricas (Galambos, 1960; Picard y Beaulieu, 1985).

Existen pruebas de que este tipo de conexiones teóricamente articuladas han fallado cuando los momentos debidos a las excitaciones sísmicas se transfieren a la cimentación que no ha sido preparada para este tipo de demanda (Hitaka et al., 2003). El uso de este tipo de columna base, que se puede observar en la Figura 1.1, no ha sido limitada a la de estos simples soportes. El uso consiguiente de espesores y dimensiones más grandes de las placas y cantidad de número de barras de anclaje ha dado como resultado una amplia variedad de usos para esta conexión pasando de conexiones no resistentes a momento a condiciones empotradas. Este amplio margen de respuestas, que podrían considerarse una virtud del sistema, ha conducido a fallas debidas a un comportamiento inesperado. Investigaciones recientes (p. ej. Astaneh et al., 1992; Burda e Itani, 1999; Fahmy, 1999; Lee y Goel, 2001) han confirmado que la mayoría de las conexiones de placa base presentan “rigidez-parcial”.

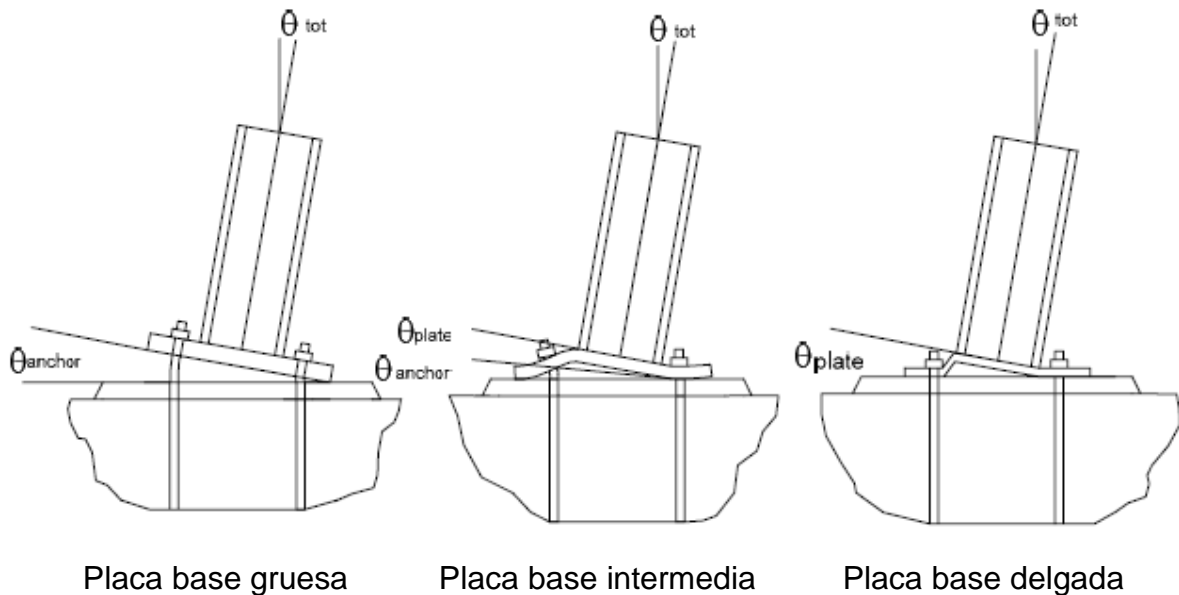
Como consecuencia a esto, las placas base expuestas, cuando se asume en el análisis un comportamiento totalmente rígido, resultaron ser capaces de resistir las solicitaciones de carga requeridas solo después de que se presentaron deformaciones significativas que no se tomaron en cuenta ni el modelado del análisis estructural ni considerados en el diseño. Esto dio como resultado desplazamientos de entrepiso mayores de lo esperado, deformaciones de los nudos más grandes de lo asumido, y a veces colapsos estructurales. Las consecuencias de estas hipótesis se han registrado detalladamente en

reportes de reconocimiento después de sismos importantes (Northridge, California, 1994; Hyogo-ken Nanbu, Kobe, Japan, 1995).

Las normas de los Estados Unidos Occupational Safety and Health Administration (OSHA)- "Safety Standards for Steel Erection (OSHA, 2001)", precisamente el 18 de enero del 2002, establece que se requiere un mínimo de cuatro barras de anclaje en las conexiones de placa base. Entonces, la posibilidad de lograr una articulación, en el rango lineal, en una placa base expuesta es menos probable utilizando tales métodos de construcción (Astaneh et al, 1992). Investigadores han estimado experimentalmente, analíticamente, y utilizando modelos de elemento finito la rigidez rotacional inicial en placas base expuestas (Picard y Beaulieu, 1985; Sato, 1987; Melchers, 1992; Targowski et al, 1993; Wald et al, 1995). La rigidez inicial de placas base con dos barras de anclaje ha sido reportada tan alta como hasta en un 50% de lo que le corresponde teóricamente a la rigidez de soportes empotrados, mientras que para placas base muy rígidas, donde la rotación de la conexión es primordialmente el resultado de la elongación de las barras de anclaje, una condición de empotramiento fue casi obtenida. Los manuales de diseño acero actuales en los Estados Unidos (DeWolf y Ricker, 1990) reconocen la capacidad de las placas base expuestas para resistir fuerzas axiales con excentricidades significativas (p. ej. Más de un sexto de la dimensión de la placa en dirección de la carga), pero ningún manual de diseño indica cómo calcular la rigidez rotacional de la conexión.

### 1.3.2 Clasificación de las conexiones de placa base expuestas

Astaneh et al. (1992) y Fahmy (1999) han propuesto una clasificación en la cual muchos otros investigadores están de acuerdo. Las placas base son aproximadamente clasificadas de acuerdo con si el espesor es más pequeño, igual o más grande que lo requerido para formar una articulación plástica en la placa. La Figura 1.2 muestra los tres tipos de placa base que se describen a continuación y una representación esquemática de su deformación.



*Figura 1.2 Tipo de falla de la placa base según su espesor*

#### 1.3.2.1 Placa gruesa o rígida

Las conexiones de base de columnas que tienen placas base gruesas se espera que sean las más resistentes y las más rígidas de los tres tipos mencionados en esta clasificación. No obstante, estas son las más probables a presentar un comportamiento no dúctil debido a la fractura de las barras de anclaje, que a menudo es el enlace más

débil del diseño, o puedan desarrollar fallas por el desprendimiento o aplastamiento debido a grandes rotaciones (p. ej. Mayores que 0.03 rad.). Las fuerzas de tensión en las barras de anclaje, así como también los esfuerzos de compresión en el concreto aumentarán con el incremento del espesor de la placa base. Por esta razón se recomienda un detallado especial para el refuerzo de la cimentación.

Si se desea un comportamiento dúctil de las barras de anclaje, algunas consideraciones pueden ser encontradas en la literatura. Un parámetro llamado "Relación de Esfuerzos" ha sido definido para diseñar las barras de anclaje de tal forma que puedan presentar dicho comportamiento (Sato, 1987). Cuando son sometidas a tensión, la parte roscada del anclaje es la que fluye primero. Un comportamiento frágil ocurrirá cuando la parte no roscada de la barra de anclaje no sea capaz de fluir antes de que la parte roscada se fracture (Balut y Moldovan, 1997). Para poder evitar este indeseable comportamiento, la relación de esfuerzos, definida como el cociente entre el esfuerzo de fluencia y el esfuerzo de ruptura del metal de la barra de anclaje, ha sido utilizada como un parámetro de análisis. El comportamiento dúctil de las barras de anclaje puede ser logrado cuando la relación del área entre la parte roscada y no roscada del área de la sección transversal de la barra es mayor que la relación de esfuerzos. Cuanto mayor sea la relación de áreas, mayor será la deformación de la base de la columna capaz de soportar sin fracturar las barras de anclaje. Se han realizado experimentos con tubos y placas base prefabricadas rígidas (Sato, 1987). Concluyendo estos experimentos en que la gran

rigidez de la placa base garantiza que la rotación de la columna sea efectivamente sólo el resultado de la elongación de las barras de anclaje y la deformación por compresión del concreto. En el caso de estos experimentos bajo cargas cíclicas, cuando fue utilizada una baja relación de esfuerzos, (p. ej. En el orden de 0.66), un comportamiento dúctil con curvas de histéresis alargadas fue obtenido. No se alcanzó la ruptura al final de la prueba y se reportaron rotaciones de alrededor de 0.1 rad. Barras de anclaje con una alta relación de esfuerzos (p. ej. En el orden de 0.94) resultaron curvas completas, pero fallaron con rotaciones menores (p. ej. 0.03 rad).

#### 1.3.2.2 Placa delgada o flexible

Las conexiones de placa base utilizando placas delgadas se caracterizan por ser flexibles, dúctiles y en la cual la inelasticidad se concentra en la misma placa. Las líneas de fluencia son formadas a lo largo de los patines y si la placa base es lo suficientemente delgada, se producen líneas de fluencia a 45° sobre las esquinas de la placa. El resto de los componentes (p. ej. Barras de anclaje, cimentación de concreto) permanecen en el rango elástico. Debido a la importante deformación inelástica de la placa base, la conexión podrá actuar como un aislante de la estructura del movimiento del suelo, ayudando a reducir la respuesta sísmica.

#### 1.3.2.3 Placa intermedia o semi-rígida

Hay un cierto acuerdo entre los investigadores de los Estados Unidos que al diseñar una placa base de acuerdo con las consideraciones de AISC (AISC-LRFD, 1999; AISC Seismic, 2002) y guías de diseño (DeWolf y Ricker, 1990) tendrán un

espesor intermedio, resistencia y rigidez intermedia. Algunos han expresado preocupaciones en cuanto a la posibilidad de que las placas base diseñadas por los métodos actuales puedan comportarse de forma más rígida de lo esperado, no consiguiendo la fluencia de la placa que es solicitada (Lee y Goel, 2001). La falla de las barras de anclaje a tensión, que rige el diseño, debe ser tomado en cuenta. Observaciones experimentales han confirmado que placas base menos flexibles, con menor deformación por la flexión pueden causar daño al grout y puede ser el resultado de la fractura por tensión de las barras de anclaje. (Astaneh et al, 1992).

### 1.3.3 Clasificación de acuerdo con las condiciones de apoyo

#### 1.3.3.1 Articulada

Como se mencionó en la clasificación general, no existe una placa base expuesta que se comporte como una simple conexión pura. La importancia de modelar la fijación parcial de la base en el análisis ha sido señalada (Galambos, 1960; Picard y Beaulieu, 1985; Picard et al, 1987). Algunas de las ventajas que se han documentado son que la resistencia al pandeo del marco es mayor, la cimentación puede ser diseñada para momento que la placa base va a transferir, y que el diseño en general dará como resultado estructuras más económicas. Algunos experimentos se han realizado para:

1. Demostrar que las conexiones con dos barras de anclaje, comúnmente asumidas como articuladas, presentan un comportamiento de restricción estable (Picard y Beaulieu, 1985).
2. Obtener diagramas de momento-rotación con el fin de dar al diseñador una formulación para su uso en el análisis (Melchers, 1992).

Sistemas de conexiones alternativos, considerados como “Conexiones Inteligentes” debido a su ajustada respuesta a diferentes alteraciones externas, ha sido desarrolladas para dos tipos de marcos, contraventeados y no contraventeados. Estas conexiones en efecto se comportan como soportes articulados y han sido probadas para reducir la respuesta de las estructuras a acciones sísmicas. Las denominadas “Rocking Systems” con placas base de fluencia, una de las conexiones inteligentes más simples, han sido investigadas en Japón para entender su comportamiento (Midorikawa et al, 2001; Midorikawa et al, 2003).

#### 1.3.3.2 Empotrada

La relación entre placas base rígidas y conexiones empotradas es muy cercana. Se han llevado a cabo estudios paramétricos para demostrar que los marcos diseñados con conexiones de placa base rígidas responderán a desplazamientos y momentos muy similares a los obtenidos por marcos analizados con una condición de apoyo teóricamente empotrada (Fahmy, 1999). Se han hecho estudios teóricos para simples configuraciones de placa base (Salmon et al, 1957).

No obstante, este análisis presenta una alta rigidez inicial que debe ser considerada como un límite superior de acuerdo con los reportes experimentales más recientes. Para clasificar una conexión de placa base como rígida, Wald y Jaspart (1998) han propuesto valores límite para la rigidez inicial de la conexión  $S_{j,ini}$  (Calculado basándose en Eurocode 3 Standards).

Esta clasificación se encuentra basada en el criterio de que una conexión de base de columna parcialmente rígida debe clasificarse rígida cuando su inclusión en el análisis no afecte la resistencia última del marco (p. ej. La resistencia del

pandeo a flexión de la columna donde ha sido tomado en cuenta la restricción parcial) por más de un 5% en comparación con la situación en la que se utiliza una base de columna totalmente rígida. Al aplicar este criterio, los investigadores consideran que una rigidez  $S_{j,ini} \geq 12 EI_c/L_c$  es el dominio de conexiones rígidas para marcos no desplazables (Non-sway frames).

Para marcos desplazables, consideraron que la deflexión lateral se debe utilizar como criterio de clasificación en lugar de la resistencia al pandeo. Usando un incremento del 10% en los desplazamientos laterales como límite para la rigidez inicial, el dominio de las conexiones rígidas para marcos desplazables se encontró que es  $S_{j,ini} \geq 30 EI_c/L_c$ .

Las bases de columnas con una rigidez inicial menor que los límites propuestos son considerados en el rango de un comportamiento semi-rígido. Eurocode 3 (CEN, 1992) utiliza un valor límite de  $S_{j,ini} \geq 25 EI_c/L_c$  para caracterizarla como conexión rígida y  $S_{j,ini} \geq 0.5 EI_c/L_c$  para conexiones articuladas.

#### 1.3.3.3 Parcialmente restringida

Únicamente estructuras sujetas a cargas de gravedad y cargas laterales moderadas (p. ej. Viento) pueden presentar un comportamiento de la conexión de la base de la columna que permite clasificarlas como “empotradas” o “articuladas”. Bajo condiciones severas (p. ej. Cargas sísmicas), la base de la columna estará sujeta a ciclos inelásticos y se comportará como una conexión “semi-rígida” (Astaneh et al, 1992).

Casi cualquier reporte sobre placas base expuestas concluye que deben ser modeladas como conexiones semi-rígidas con el fin de representar con mayor

precisión el comportamiento de marcos sujetos a importantes fuerzas laterales. Además, se han hecho recomendaciones contundentes para incluir este comportamiento en el diseño para fuerzas sísmicas. Algunos beneficios al tomar en cuenta el comportamiento semi-rígido en el análisis estructural han sido supuestos por Yamada y Akiyama (1997) y Kawano y Matsui (1998). Estos investigadores han demostrado a través de estudios analíticos que los desplazamientos de entrepiso y la formación de articulaciones plásticas se distribuyen más uniformemente a lo largo de la altura del marco cuando se utilizan bases parcialmente restringidas en lugar de perfectamente empotradas.

Fahmy (1999) ha sugerido que la rigidez inicial de las bases de columna con placas base expuesta diseñadas con los reglamentos vigentes en los Estados Unidos, deben ser calculados como  $S_{j,ini} \geq 2 EI_c/L_c$ . Solamente los reglamentos europeos y japoneses establecen la rigidez inicial de la conexión y toman en cuenta su influencia en el diseño de las fuerzas sísmicas y el correspondiente comportamiento de la estructura.

#### 1.3.4 Clasificación de acuerdo con el modo de falla del acero

Esta clasificación es conceptualmente derivada de investigaciones experimentales y analíticas. Características como resistencia, rigidez, y ductilidad de las bases de la columna son analizadas con la finalidad de identificar cada mecanismo. Tres regiones pueden ser reconocidas en los diagramas de momento-rotación:

1. La primera región (p. ej. Momentos pequeños, bajas rotaciones) donde el comportamiento es elástico.

2. La zona de transición donde el comportamiento es inelástico y se lleva a cabo el endurecimiento del material. (material hardening)
3. La zona descendencia, después de que la conexión ha alcanzado su momento máximo y al final cuando la falla de la conexión se presenta.

Los mecanismos de falla se pueden clasificar como sigue: (Fahmy, 1999)

#### 1.3.4.1 Columna débil/ Conexión fuerte.

Las conexiones “columna débil/conexión fuerte” se caracterizan por la formación de articulaciones plásticas en la base de la columna. El resto de los elementos de la conexión permanecen básicamente en el rango elástico o exhiben una incipiente fluencia. Algunas de las pruebas llevadas a cabo por Fahmy (1999) y Adany et al. (2000) se han realizado de esta manera. Estos experimentos han demostrado que con este comportamiento las deformaciones inelásticas alcanzan valores máximos con altas resistencias. Aun cuando todos los componentes (p. ej. La placa base, barras de anclaje, y columna) alcanzan el esfuerzo de fluencia, únicamente la articulación se formará en la columna. Las pruebas que fallaron fueron principalmente debido a la anticipada fractura de las soldaduras debidas a las deformaciones de los patines. No obstante, especímenes donde se utilizó detalles de soldadura de sonido con fisuras del metal de soldadura fueron utilizados presentando un desempeño satisfactorio. Basado en estas observaciones, se reportó que las soldaduras juegan un rol importante en este tipo de conexiones. Las características mecánicas que pueden ser resaltadas son:

1. Alta ductilidad con estables curvas de histéresis.
2. El incremento de la resistencia de la conexión con un eficiente uso de sus componentes.

#### 1.3.4.2 Columna fuerte/ conexión débil

El desempeño de las conexiones “columna fuerte/conexión débil”, caracterizadas por la deformación inelástica de uno o más de los componentes del ensamble de la base de la columna, así como el potencial de que se presenten fallas frágiles (p. ej. Aplastamiento del concreto, ruptura de las barras de anclaje) ha sido evaluado en varios informes (DeWolf y Sarisley, 1987; Picard y Beaulien, 1985; Thambiratnam y Paramisivam, 1986; Astanteh et al, 1992; Jaspart y Vandegans, 1998; Burda e Itani, 1999). Especímenes subdimensionados presentaron el comportamiento incluido en este modo de falla. Con la formación de dos o más líneas de fluencia, la conexión en general presenta una significativa ductilidad, una alta reducción de la rigidez inicial, y un marcado descenso en el comportamiento “post-peak”. Este tipo de conexiones son las que más se parecen a una condición articulada cuando la conexión se comporta en el rango no lineal. Algunas de las características que este tipo de conexión de base de columna podrá presentar son una baja resistencia y rigidez inicial, pero una buena capacidad de disipación de energía. Con el incremento del espesor de la placa, la resistencia de la conexión aumentará y la ductilidad disminuirá.

#### 1.3.4.3 Mecanismos balanceados

Este es un mecanismo intermedio que se enfoca en alcanzar un simultáneo y concurrente comportamiento de los dos mecanismos mencionados anteriormente. La columna fluye aproximadamente al mismo tiempo que uno o más de los elementos de la conexión (p. ej. La placa base o las barras de anclaje). Por lo tanto,

en este tipo de conexión, no solamente un componente está sujeto a deformaciones extremas, pero todos sufren un moderado comportamiento inelástico.

## Capítulo 2. Accesorios para la placa base

### 2.1 Accesorios por cortante

Existen tres principales formas de transferir el cortante de la placa base de la columna hacia el concreto.

1. Fricción entre la placa base y la superficie del grout o el concreto.
2. Aplastamiento de la columna y la placa base, y/o llave de cortante, en contacto con la superficie de concreto.
3. Cortante en las barras de anclaje.

#### 2.1.1 Fricción

En situaciones de placas base comunes, la fuerza de compresión entre la placa base y el concreto usualmente desarrollarán la resistencia a cortante necesaria para resistir las fuerzas laterales.

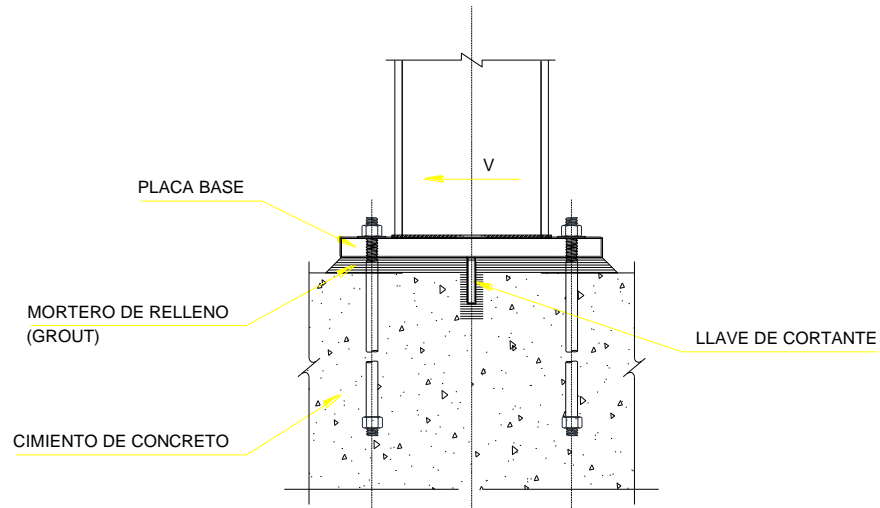
La contribución del cortante debe basarse en la combinación de cargas factorizadas de compresión más desfavorables,  $P_u$ , que es consistente con la fuerza lateral que está siendo evaluada,  $V_u$ . La resistencia a cortante de acuerdo con los criterios del ACI puede ser calculada como:

$$\phi V_n = \phi \mu P_u \leq 0.2 f'c A_c$$

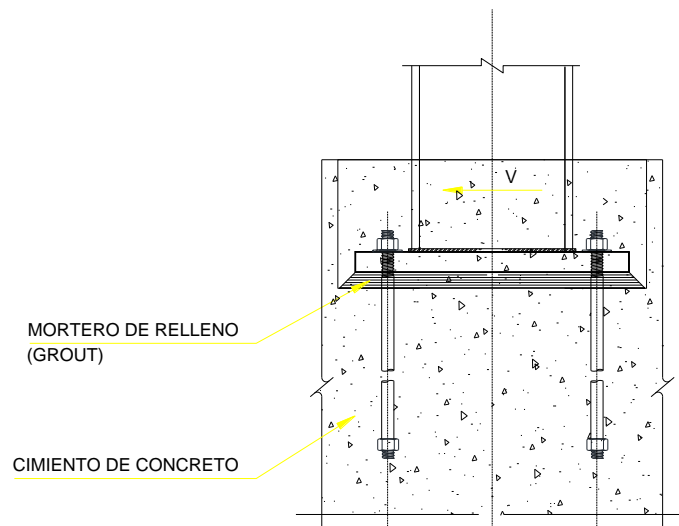
*Ecuación 2.1 Resistencia a la cortante*

### 2.1.2 Aplastamiento

Las fuerzas cortantes pueden transferirse por aplastamiento por el uso de llaves de cortante o embebiendo la columna dentro de la cimentación. Estos métodos se ilustran en la Figura 2.1 y Figura 2.2.



*Figura 2.1 Detalle de la llave de cortante*



*Figura 2.2 Detalle de columna embebida*

Cuando se utilizan llaves de cortante (shear lugs), el Apéndice B del ACI 349-01 permite el uso de confinamiento en combinación con el aplastamiento para transferir el cortante de las llaves de corte hacia

el concreto. Los comentarios al ACI 349-01 sugieren este mecanismo se desarrolla de la siguiente manera:

1. El cortante inicialmente es transferido a través de las barras de anclaje al concreto o grout por aplastamiento aumentado por la resistencia al corte de los efectos de confinamiento asociados con la tensión en las anclas y cargas axiales externas simultáneas.
2. El cortante entonces progresa en un modo de cortante-fricción.

El límite de aplastamiento recomendado  $\phi P_{urbg}$  por la Sección B4.5.2 del ACI 349-01, Apéndice B, es  $\phi 1.3 f'c A_1$ . Usando un  $\phi$  consistente con los factores de carga de ASCE 7 ( $\phi = 0.60$ ),  $\phi P_{ubrg} \approx 0.80 f'c A_1$  y  $A_1 =$  área embebida de la llave de corte (esto no incluye la porción de la llave de corte en contacto con el grout por encima del concreto).

Por aplastamiento en contra de una placa base o columna embebida donde el área de aplastamiento es adyacente a la superficie de concreto, ACI 318-02 recomienda que  $\phi P_{urbg} = 0.55 f'c A_{brg}$ , y  $A_{brg} =$  área de contacto entre la placa base y/o columna en contra del concreto, in<sup>2</sup>.

De acuerdo con los Comentarios del Apéndice B del ACI 349-01, la resistencia al corte del anclaje debido al confinamiento puede ser tomada como  $\phi K_c (N_y - P_a)$ , con  $\phi$  igual a 0.75, donde  $N_y$  es la resistencia a fluencia de tensión de las anclas igual a  $n A_{se} F_y$ , y  $P_a$  la carga axial externa factorizada sobre el anclaje. ( $P_a$  es positivo en tensión y negativo en compresión.) Esta resistencia a cortante

debido al confinamiento considera el efecto de la tensión en las anclas y cargas externas actuando a través de los planos de fractura de corte iniciales. Cuando  $P_a$  es negativo, uno debe verificar que  $P_a$  en realidad esté presente mientras que la fuerza cortante esté actuando. Basado en los Comentarios de ACI 349-01,  $K_c = 1.6$ .

En resumen, la resistencia lateral se puede expresar como:

$$\phi P_n = 0.80 f'c A_\ell + 1.2(N_y - P_a)$$

*Ecuación 2.2 Resistencia lateral para llaves de cortante*

$$\phi P_n = 0.55 f'c A_{brg} + 1.2(N_y - P_a)$$

*Ecuación 2.3 Resistencia para aplastamiento sobre la columna*

Si el diseñador desea usar la resistencia cortante-fricción, las provisiones del ACI 349-01 pueden utilizarse.

### 2.1.3 Cortante en las barras de anclaje.

Cabe señalar que el uso de barras de anclaje para transferir las fuerzas cortantes debe ser cuidadosamente examinado debido a varias revisiones que se deben hacer. Se le debe dar atención particular a la manera en que la fuerza se transfiere desde la placa base hacia las barras de anclaje.

Usando las recomendaciones de AISC para las dimensiones de agujeros para barras de anclaje, que se muestran en la Tabla 3, se presentará un desplazamiento considerable de la placa base antes de que la placa esté en contacto con las barras de anclaje. El efecto de este desplazamiento debe ser evaluado por el ingeniero. También se advierte que, debido a las tolerancias de colocación, no todas las barras de anclaje estarán sometidas a la misma fuerza.

“AISC DESIGN GUIDE 1, 2ND EDITION /BASE PLATE AND ANCHOR ROD DESIGN” recomienda enfoques de precaución, tales como usar únicamente dos barras de anclaje para transmitir el cortante, a menos que se tomen medidas especiales para igualar la carga sobre todas las barras de anclaje (Fisher, 1981). Las fuerzas laterales pueden ser transferidas equitativamente a todas o algunas selecciones de barras de anclaje por medio de una arandela soldada a la placa base entre la tuerca de la barra de anclaje y la parte superior de la placa base. Las arandelas deben tener agujeros de 1/6 de pulgada más grande que el diámetro de las barras de anclaje. Como otra alternativa, transferir el cortante por igual a todas las barras de anclaje, una placa de ajuste de un espesor adecuado y después soldadura de campo después de que la columna se haya colocado. No puede enfatizarse lo suficiente que el uso del cortante en las barras de anclaje requiere atención en el proceso de diseño para cuestiones de construcción asociadas con la base columna. Basado en la teoría de cortante fricción, no deberá considerarse la flexión de las barras de anclaje que se encuentran dentro de la zona del grout. El momento en las barras de anclaje puede determinarse por la suposición de una curvatura de flexión inversa. El brazo de palanca puede ser tomado como la distancia media entre el centro de contacto de la arandela a la parte superior de la superficie del grout. Cuando se utilizan anclas con una plancha de relleno de grout, ACI 318-02 requiere que la capacidad del ancla debe ser multiplicada por 0.80. No se explica el porqué de la reducción; sin embargo, es la comprensión de los autores de que el requerimiento es para ajustar la resistencia para tener en cuenta la flexión de las barras de anclaje que se encuentran dentro de la plancha de grout. No existen especificaciones para limitaciones del espesor de la plancha de grout. Es la opinión del autor que la reducción no es necesaria cuando se hacen las revisiones

combinadas de flexión y cortante por AISC, y el área resultante de la barra de anclaje es de un 20% más grande que la barra sin cortante.

El Apéndice D del ACI 318-02 emplea el método CCD para evaluar la capacidad del arrancamiento del concreto para fuerzas cortantes resistidas por barras de anclaje.

Para un típico grupo de anclas preinstalados usados para la construcción de un edificio, la capacidad a cortante determinada por el arrancamiento del concreto se evalúa como:

$$\phi V_{cbg} = \phi \frac{A_v}{A_{vo}} \psi_5 \psi_6 \psi_7 V_b, \text{ kips}$$

*Ecuación 2.4 Cortante determinada por el arrancamiento del concreto*

Donde;

$$V_b = 7 \left( \frac{\ell}{d_0} \right)^{0.2} \sqrt{d_0} \sqrt{f'c} c_1^{1.5}$$

*Ecuación 2.5 Cortante resistida por la conexión*

$c_1$  = la distancia al borde (in) en dirección de la carga

$f'c$  = resistencia de compresión del concreto, ksi.

$\ell$  = longitud de anclaje o embebido, in.

$d_0$

= diámetro de la barra de anclaje, in. (Usualmente,  $\ell/d_0$  se convierte en 8 ya que la longitud de carga de aplastamiento está limitada a  $8d_0$ .)

$\phi = 0.70$

$\psi_5 = 1$  (todas las anclas a la misma carga)

$\psi_7 = 1.4$  (agrietado o con un refuerzo suplementario adecuado)

Sustituyendo,

$$\phi V_{cbg} = 10.4 \frac{A_v}{A_{vo}} \psi_6 \sqrt{d_0} \sqrt{f'_c} c_1^{1.5}$$

$$A_{vo} = 4.5c_1^2$$

(el área del cono de corte completo para una sola ancla

$A_v$

= área total del arrancamiento por cortante para una solo anclaje, o un grupo de anclajes

$\psi_6$

= un modificador que refleja la capacidad de reducción cuando el recubrimiento lateral limita el tamaño del cono de arrancamiento

Se recomienda que el diámetro de la barra de anclaje,  $d_0$ , usada en el término de la raíz cuadrada de la expresión  $V_b$ , está limitado a un máximo de 1.25 in., basándose en los resultados de investigaciones realizadas en la Universidad de Stuttgart. Si la distancia al borde  $c_1$  es lo suficientemente grande, entonces regirá la resistencia al corte de la barra de anclaje. La resistencia nominal al corte de una sola barra de anclaje es igual a  $0.4F_u A_r$ , si las roscas no se excluyen del plano de corte, y  $0.5F_u A_r$ , si las roscas están incluidas;  $\phi = 0.55$  y  $\Omega = 2.75$ . ACI 318-02 Apéndice D reconoce el beneficio de la fricción y permite el intercambio del cortante de la barra de anclaje con la fricción desarrollada por cargas de flexión y axiales factorizadas.

Al evaluar la resistencia del arrancamiento del concreto, se debe revisar el arrancamiento ya sea de las barras de anclajes de mayor longitud de embebido o el arrancamiento de las barras más cercanas al borde. Cuando el arrancamiento se

determina en los dos anclajes interiores (aquellos más alejados del borde del concreto) los dos anclajes exteriores (aquellos más cercanos al borde de concreto) deben ser considerados para resistir las mismas cargas. Cuando el arrancamiento del concreto es considerado de los dos anclajes exteriores, todo el cortante es tomado por los anclajes exteriores.

En muchos casos es necesario el uso de un refuerzo para sujetar el cono de arrancamiento para alcanzar la resistencia al cortante, así como la ductilidad deseada. Estribos colocados sobre pilas como se requiere en la Sección 7.10.5.6 del ACI 318-02 también se pueden utilizar estructuralmente para transferir el cortante de los anclajes a las pilas.

Además de la resistencia al arrancamiento del concreto, ACI también contiene disposiciones para un estado límite llamado resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje (concrete pryout strength). Los autores han revisado muchas situaciones comunes y no han encontrado resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje por controlar para diseños comunes de barras de anclaje. ACI define la resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje como:

$$V_{cp} = k_{cp}N_{cp}$$

*Ecuación 2.6 Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje*

Donde;

$$k_{cp} = 1.0 \text{ para } h_{ef} \leq 2.5 \text{ in.}$$

$$= 2.0 \text{ para } h_{ef} > 2.5 \text{ in.}$$

$N_{cp}$  = resistencia nominal al arrancamiento

*del concreto en tensión de un solo anclaje, kips*

$h_{ef}$  = longitud de anclaje o embebido efectiva, in.

## 2.2 Anclas

Como se muestra en la Tabla 2 descrita anteriormente, la especificación del material preferente para barras de anclaje es el ASTM F1554, siendo el Grado 36 el nivel de resistencia más usado. La disponibilidad de otros grados debe ser confirmada antes de la especificación.

Las barras de anclaje ASTM F1554 Grado 55 son utilizadas cuando existen grandes fuerzas de tensión debidas a momentos o a tensión axial que provoca el levantamiento de la columna. ASTM F1554 Grado 105 es un material especial de alta resistencia y debe ser usado únicamente cuando no es posible alcanzar la resistencia requerida utilizando barras muy largas de Grados 36 y 55.

A menos que se especifique lo contrario, las barras de anclaje deberán cumplir los requisitos de la UNC (Unified National Coarse<sup>8</sup>) para las roscas.

Es usual que en la práctica se identifiquen por colores las barras de anclaje dependiendo del Grado del material para facilitar su ubicación. Los colores que se utilizan comúnmente son los siguientes:

---

<sup>8</sup> [http://www.motalia.com/Html/Charts/unc\\_chart.html](http://www.motalia.com/Html/Charts/unc_chart.html)

Grado36.....Azul

Grado55.....Amarillo

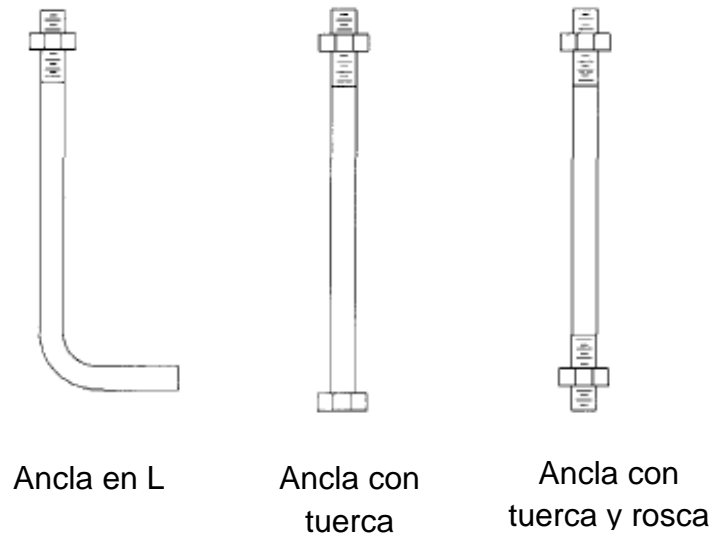
Grado 105.....Rojo

Las especificaciones ASTM permiten barras de anclaje F1554 rectas (roscas al principio y al final del ancla con una tuerca en la parte inferior para garantizar el anclaje al concreto), dobladas en forma de "L" o J", o con cabeza ver Figura 2.3. Las barras de hasta aproximadamente de 25.4mm de diámetro son regularmente suministradas con cabezas forjadas en caliente similares a un tornillo estructural. A partir de ahí, es más común que las barras se fabriquen con rosca y se les coloque una tuerca.

Las barras de anclaje de tipo gancho o dobladas han sido ampliamente utilizadas en el pasado. Sin embargo, este tipo de anclas tienen una muy limitada resistencia a la extracción por deslizamiento (pullout strenght) en comparación con aquellas de tipo cabeza o con rosca que utilizan una tuerca para el anclaje. Por consiguiente, en la práctica es recomendable utilizar las últimas mencionadas.

La adición de arandelas en la parte baja del ancla o algún otro elemento similar no incrementa la resistencia a la extracción por deslizamiento y puede crear problemas en la construcción interfiriendo con la colocación del acero de refuerzo o con la consolidación del concreto de bajo de la placa. Por lo tanto, se recomienda que los elementos de anclaje sean limitados únicamente a tuercas hexagonales. Como una excepción, la adición de arandelas podría ser utilizada cuando se utilicen barras de anclaje de alta resistencia o cuando el desprendimiento del concreto (concrete blowout) sea evidente. En estos casos, los cálculos deben hacerse para

determinar si un incremento del área de contacto es necesario. Adicionalmente, debe ser confirmado que el tamaño de la placa especificada trabajará con el acero de refuerzo y con los requisitos de colocación del concreto.



*Figura 2.3 Tipos de anclas empleadas*

### 2.2.1 Barra de anclaje en tensión

La resistencia a tensión de una barra de anclaje es igual a la resistencia del anclaje al concreto del grupo de barras de anclaje (o aquellas barras de anclaje participando en tensión en el caso de tensiones debidas a momentos) o la suma de las resistencias a la tensión del acero de las barras de anclaje contribuyentes.

Para conexiones de barras de anclaje en tensión, el diseño de la resistencia a tensión que contribuyen las barras de anclaje es tomado como la suma más pequeña de las resistencias a tensión de la contribución individual de las barras de anclaje o la resistencia a tensión del concreto del grupo de barras de anclaje. La resistencia a tensión del concreto y la longitud de desarrollo para barras corrugadas se calcula de acuerdo con los criterios del “American Concrete Institute” (ACI, 2002).

El límite de tensión sobre una barra de anclaje está basado en el área mínima a lo largo de la longitud máxima esforzada de dicha barra. Para una barra de anclaje, esto es común dentro de la sección roscada. ANSI/ASME B1.1 define esta área roscada como:

$$\text{área de esfuerzo de tensión} = \left[ D - \frac{0.7854}{n} \right]^2$$

*Ecuación 2.7 área de esfuerzo de tensión*

Donde

$D$  = diámetro mayor.

$n$  = número de cuerdas por pulgada

Las Especificaciones de la AISC 2005 estipulan la resistencia nominal a tensión de elementos de sujeción como

$$R_n = 0.7F_u A_b$$

*Ecuación 2.8 Resistencia nominal a tensión*

Para obtener la resistencia a tensión de diseño para LRFD, se utiliza  $\phi = 0.75$ , por lo tanto

$$\text{Resistencia a tensión de diseño} = (0.75)(0.75)F_u A_b = 0.5625F_u A_b$$

*Ecuación 2.9 Resistencia a tensión de diseño*

En la Tabla 2.1<sup>9</sup> se muestran las resistencias permisibles y de diseño para varias barras de anclaje.

---

<sup>9</sup> AISC DESIGN GUIDE 1, 2ND EDITION / BASE PLATE AND ANCHOR ROD DESIGN

Diámetro del ancla, In.	Area, Ancla, In <sup>2</sup>	LRFD			ASD		
		$\phi R_m \phi = 0.75$			Rn/ $\Omega$ , $\Omega = 2.00$		
		Grado 36, kips	Grado 55, kips	Grado 105, kips	Grado 36, kips	Grado 55, kips	Grado 105, kips
<b>5/8</b>	0.307	10.0	12.9	21.6	6.7	8.6	14.4
<b>3/4</b>	0.442	14.4	18.6	31.1	9.6	12.4	20.7
<b>7/8</b>	0.601	19.6	25.4	42.3	13.1	16.9	28.2
<b>1</b>	0.785	25.6	33.1	55.2	17.1	22.1	36.8
<b>1 1/8</b>	0.994	32.4	41.9	69.9	21.6	28.0	46.6
<b>1 1/4</b>	1.23	40.0	51.8	86.3	26.7	34.5	57.5
<b>1 1/2</b>	1.77	57.7	74.6	124	38.4	49.7	82.8
<b>1 3/4</b>	2.41	78.5	102	169	52.3	67.6	113
<b>2</b>	3.14	103	133	221	68.3	88.4	147
<b>2 1/4</b>	3.98	130	168	280	86.5	112	186
<b>2 1/2</b>	4.91	160	207	345	107	138	230
<b>2 3/4</b>	5.94	194	251	418	129	167	278
<b>3</b>	7.07	231	298	497	154	199	331
<b>3 1/4</b>	8.30	271	350	583	180	233	389
<b>3 1/2</b>	9.62	314	406	677	209	271	451
<b>3 3/4</b>	11.0	360	466	777	240	311	518
<b>4</b>	12.6	410	530	884	273	353	589

*Tabla 2.1 Resistencias permisibles en anclas por LRFD y ASD*

### 2.2.1 Anclaje al concreto para fuerzas de tensión

Se presume que los factores de carga de ASCE 7 se emplean en este documento. Los factores  $\phi$  que se emplean en este documento corresponden a los del Apéndice D4.4 y Sección 9.3 del ACI 318-02.

El apéndice D del ACI 318-02 (ACI, 2002) trata el anclaje sobre el concreto de anclajes preinstalados, anclajes postinstalados y anclajes con sobre perforación en su base ver Figura 2.4 y 2.5. Las provisiones incluyen estados límite para la extracción por deslizamiento (pullout strength) y la resistencia del arrancamiento del concreto (breakout strength) [método de capacidad de diseño del concreto (CCD)].

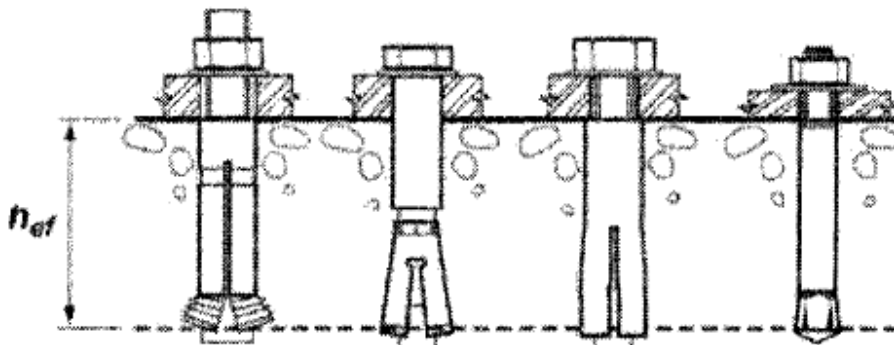


Figura 2.4 Anclajes post-instalados

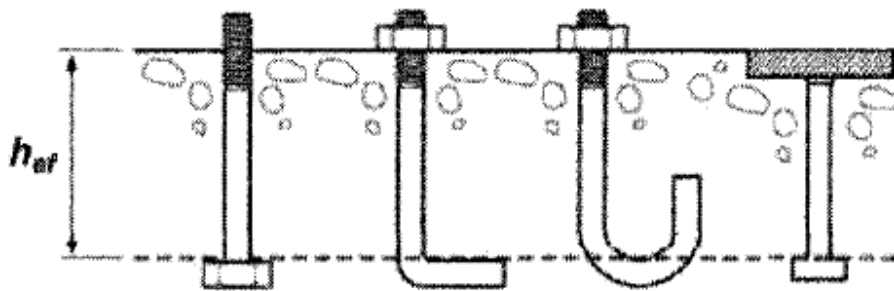


Figura 2.5 Anclajes pre-instalados

El diseño de barras de anclaje para estructuras sujetas a cargas sísmicas y diseñadas usando un factor de modificación de respuesta,  $R$ , mayor que 3, debe estar de acuerdo con la Sección 8.5 del AISC 2005 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.

Para ACI 318-02, Apéndice D, la resistencia al arrancamiento del concreto para un grupo de barras de anclaje es

$$\phi N_{cbg} = \phi \psi_3 24 \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \frac{A_N}{A_{No}} \quad \text{para } h_{ef} < 11 \text{ in.}$$

Ecuación 2.10 Resistencia al arrancamiento del concreto para un grupo de anclas

y

$$\phi N_{cbg} = \phi \psi_3 16 \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3} \frac{A_N}{A_{No}} \quad \text{para } h_{ef} \geq 11 \text{ in.}$$

*Ecuación 2.11 Resistencia al arrancamiento del concreto para un grupo de anclas*

Donde

$$\phi = 0.70$$

$\psi_3 = 1.25$  considerando el concreto no agrietado para  
cargas de servicio, de otra manera 1.0

$h_{ef}$  = profundidad de anclaje o embebido, in.

$A_N$  = área del cono de arrancamiento del concreto para un grupo de anclas

$A_{No}$  = área del cono de arrancamiento del concreto para un ancla

El Apéndice D del ACI 318-02 también lista criterios para barras de anclaje para prevenir “fallas debido a fuerzas laterales de estallido (Lateral Bursting Forces) en la cabeza del ancla”. Estas fuerzas laterales de estallido están asociadas con la tensión en las barras de anclaje. El plano de falla o superficie en este caso se asume que es en forma de cono y radial desde la cabeza del ancla hasta el borde libre adyacente o lateral del elemento de concreto. Esto se ilustra en la figura 3.2.410. Se recomienda usar un recubrimiento lateral mínimo  $c_1$  de seis diámetros de ancla para barras de anclaje conforme a la norma ASTM F1554 Gr. 36 para evitar problemas de arrancamiento lateral del concreto. Al igual que con los conos de esfuerzo de extracción por deslizamiento, la superposición de los conos de

---

<sup>10</sup> AISC DESIGN GUIDE 1, 2ND EDITION / BASE PLATE AND ANCHOR ROD DESIGN

esfuerzo asociados con dichas fuerzas laterales de estallido se considera en el Apéndice D del ACI 318-02. El uso de arandelas puede ser benéfico porque incrementa el área de contacto, lo que produce una mayor resistencia al desprendimiento lateral del concreto.

La capacidad del arrancamiento del concreto asume que el concreto no está agrietado. El diseñador puede referirse al ACI 318-02 para determinar si el concreto puede tomarse como agrietado o no agrietado. Si el concreto se considera agrietado, ( $\psi_3 = 1.0$ ) y se utilizará un 80% de la capacidad del concreto.

## 2.3 Soldadura

Los requerimientos estructurales para las soldaduras de placas base pueden variar en gran medida entre columnas que están sometidas únicamente a cargas de compresión y columnas en las que actúan momentos, cortante y/o fuerzas de tensión. Las soldaduras que fijan la columna con la placa suelen dimensionarse para que las barras de anclaje puedan desarrollar la resistencia a tensión, que frecuentemente es logrado utilizando una soldadura filete pequeña.

“AISC DESIGN GUIDE 1, 2ND EDITION /BASE PLATE AND ANCHOR ROD DESIGN” propone especificaciones básicas que se listan a continuación:

Las soldaduras filete son preferibles a las soldaduras de ranura para resistir momentos en la base.

El uso del símbolo de soldadura de “todo alrededor” debe evitarse, especialmente en secciones “IR”, ya que soldar la longitud corta del patín y el radio entre el alma y el patín añade poca resistencia y es muy costoso.

- Para la mayoría de las columnas “IR” sujetas únicamente a cargas de compresión, utilizar soldadura de 8 mm de garganta en un solo lado de

cada patín (Ver figura 6<sup>11</sup>) proporcionará la resistencia adecuada y un detallado más económico. Cuando estas soldaduras no son las adecuadas para columnas con momentos o tensión axial, considerar añadirle hasta 19 mm de soldadura en todas las caras antes de utilizar soldaduras de ranura.

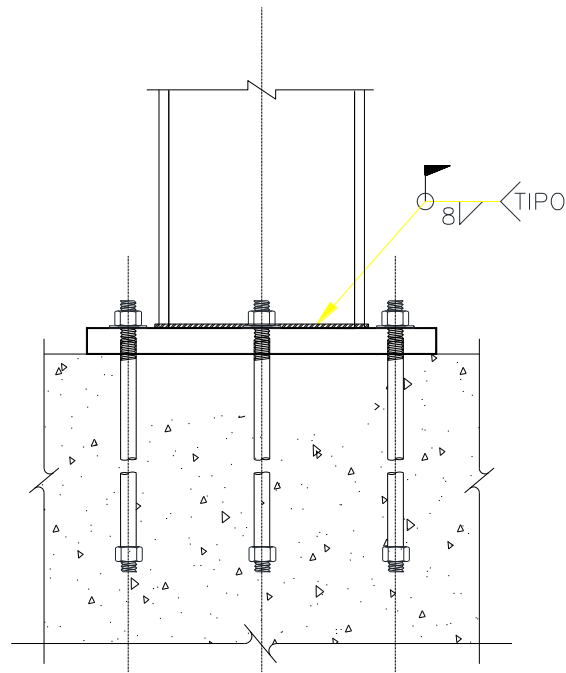
- Para columnas sección “HSS” sujetas únicamente a compresión axial, soldar las cuatro caras rectas de la sección solo evitará que la soldadura de las esquinas quede fuera de lugar. Sin embargo, las esquinas para este tipo de sección deberán estar soldadas cuando existan momentos, tensiones y las barras de anclaje se encuentren en las esquinas de la placa base, ya que la línea de fluencia crítica se produce por las esquinas de la sección.
- Los requerimientos mínimos de soldadura filete cambiaron para las especificaciones 2005 de la AISC. El tamaño mínimo de soldadura filete se basa ahora en el espesor más delgado de los materiales que serán unidos.

La mayoría de las columnas son soldadas a la placa desde el taller. Anteriormente, para un edificio de varios niveles era común fabricar y colocar grandes placas base como piezas separadas antes de colocar el grout y desplantar la columna. Estas placas base eran colocadas con tres tornillos de fijación, y la superficie cepillada era nivelada y colocada con precaución. Este enfoque tenía la ventaja de reducir el peso de miembros muy grandes para un mejor manejo y transporte y así asegurar que la placa quedara completamente rellena por debajo

---

<sup>11</sup> DESIGN GUIDE 1, 2ND EDITION / BASE PLATE AND ANCHOR ROD DESIGN

con cemento expansivo en lugar de recibir una columna sumamente pesada. La columna podría o no estar soldada después del montaje dependiendo de los requerimientos estructurales y el tipo de manejo para el montaje. Es preferible tener soldada la placa a la columna desde el taller cuando sea posible.



*Figura 2.6 Soldadura típica en conexión placa base columna por gravedad*

## Capítulo 3. Análisis y diseño de una placa base

### 3.1 Reglamentación existente

En el país se cuenta con las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal (NTC-DF) que han sido empleadas de mala forma en toda la República Mexicana, haciendo la suposición que dichas Normas tiene validez y contemplan los mismos efectos de sitio que se tienen en el Distrito Federal, aun así, estas normas no contemplan el diseño de conexiones tipo placa base para que sean empleadas y normalizadas en nuestro país.

Dichas Normas nos dicen *“Se tomarán todas las medidas necesarias para lograr una transmisión correcta de las fuerzas y momentos que soporta una columna a los elementos sobre los que se apoya, mediante el empleo de placas de base perfectamente asentadas sobre ellos y de anclas diseñadas para resistir todas las tensiones y fuerzas cortantes que puedan presentarse, tanto durante el montaje como en la estructura terminada. Pueden utilizarse también anclas combinadas con llaves de cortante, u otros dispositivos”*.

Por lo anterior los diseñadores estructurales no cuentan con una normatividad a nivel nacional con la que se deba de cumplir para estos requerimientos, con esta información lo que se hace en la vida profesional es acudir a reglamentos externos los cuales nos ayuden con el diseño de las conexiones. Los códigos o reglamentos más aceptados a nivel nacional son:

- Eurocódigo. Los Eurocódigos estructurales son un conjunto de normas europeas de carácter voluntario, encargadas por la Comisión Europea al Comité Europeo de Normalización (CEN), y que se recogen los métodos comunes en todos los Estados Miembro de la Unión Europea

para el cálculo y dimensionado de estructuras y de productos prefabricados estructurales.

- AISC. El American Institute of Steel Construction tiene como misión regular la calidad del acero estructural elegido para actividades técnicas y de creación de mercado, incluyendo: especificación y desarrollo de código, la investigación, la educación, la asistencia técnica, certificación de calidad, la normalización y el desarrollo del mercado.

Siendo este último el que tiene una mayor aceptación por a nivel nacional por los estructuristas y con el cual en el presente trabajo se estará haciendo la evaluación de la conexión.

## 3.2 Obtención de los elementos mecánicos de un edificio

### 3.2.1 Datos del edificio

Se contempla obtener los elementos mecánicos de una nave industrial (Figura 3.1) con las siguientes características:

- El edificio tiene las siguientes dimensiones en planta 28.40 m de largo y 23.20 m de ancho. En el sentido largo está estructurado con armaduras de acero dividida en dos claros, armaduras con un peralte de 1.00 m; y en el sentido corto armaduras de 1.00 m de peralte dividida en dos claros del ancho total.
- El sistema de techo estará constituido por vigas secundarias de acero conectados a las armaduras, sobre estas vigas se colocará losasero como sistema de piso.
- Análisis de Cargas Gravitacionales

Se presenta en la Tabla 3.1 el análisis de cargas muertas que actúan en la cubierta y en la Tabla 3.2 las cargas vivas.

Lámina losacero Sección 4 cal. 24 esp. Concreto 5 cm	210	Kg/m <sup>2</sup>
Carga adicional por colado en el lugar	20	Kg/m <sup>2</sup>
Sobre carga por muros Ligeros	60	Kg/m <sup>2</sup>
Instalaciones	60	Kg/m <sup>2</sup>
<b>ΣCM</b>	<b>350</b>	<b>Kg/m<sup>2</sup></b>

*Tabla 3.1 Análisis de cargas muertas*

Carga Viva Máxima	250	Kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Instantánea	170	Kg/m <sup>2</sup>

*Tabla 3.2 Análisis de cargas vivas para un entrepiso*



*Figura 3.1 Esquema general del edificio a analizar*

### 3.3 Diseño de la placa base descrita por el reglamento AISC 360-05

#### LRFD

##### 3.3.1 Datos de la conexión

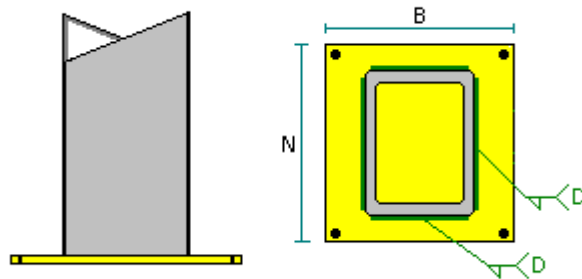
Nombre de la conexión : Placa base

ID de la conexión : 11

Norma de diseño : AISC 360-05 LRFD, ACI 318-08

Familia : Placa base (BPI)

Tipo : Columna - Base (CB)



#### DATOS GENERALES

Eje de diseño : Biaxial

Concreto agrietado : No

Acero frágil : No

Anclas soldadas a la placa base : No

Considerar fricción : No

Distribución de presiones : Triangular

Considerar compatibilidad de deformaciones : Si

#### MIEMBROS:

##### Columna

Sección = HSS\_SQR 16X16X1\_2

a = 40.64 [cm]

b = 40.64 [cm]

T = 1.18 [cm]

Material = A572 Gr50

Fy = 3.52 [Ton/cm<sup>2</sup>]

Fu = 4.57 [Ton/cm<sup>2</sup>]

##### Pedestal

Dimensión longitudinal = 0.80 [m]

Dimensión transversal = 0.80 [m]

Espesor = 1.50 [m]

Material = Concreto f'c=250

Fc = 0.25 [Ton/cm<sup>2</sup>]

## CONEXIÓN (ES):

Placa base

Placa

Longitud = 70.00 [cm]

Ancho= 70.00 [cm]

Espesor = 3.81 [cm]

Material = A572 Gr42

Fy = 2.95 [Ton/cm<sup>2</sup>]

Fu = 4.22 [Ton/cm<sup>2</sup>]

Soldadura = E70XX

D = 5 [1/16 in]

Lechada

Espesor = 5.08 [cm]

Llave de corte

Longitud = 15.00 [cm]

Ancho= 40.00 [cm]

Espesor = 3.81 [cm]

Soldadura = E70XX

$$D = 5 [1/16 \text{ in}]$$

Anclas

$$\text{Material} = \text{F1554 Gr36}$$

$$F_y = 2.53 [\text{Ton/cm}^2]$$

$$F_u = 4.08 [\text{Ton/cm}^2]$$

$$\text{Tipo de geometría} = \text{Personalizado}$$

$$\text{Tipo de ancla} = \text{Con cabeza}$$

$$\text{Tipo de cabeza} = \text{Hexagonal}$$

$$D = 3.81 [\text{cm}]$$

$$\text{Longitud efectiva} = 120.00 [\text{cm}]$$

$$\text{Longitud total} = 133.92 [\text{cm}]$$

Ancla Transversal Longitudinal

[cm] [cm]

1 27.50 27.50

2 27.50 0.00

3 27.50 -27.50

4 -27.50 27.50

5 -27.50 0.00

6 -27.50 -27.50

7 0.00 27.50

8 0.00 -27.50

### 3.3.2 Cálculo de la conexión

Una vez que fue analizada la estructura con las condiciones de carga y cargas correspondientes, procedemos a obtener los elementos mecánicos de una base de columna para diseñar la conexión de placa base. Para este caso se trabajará con la columna que nos proporciona los elementos mecánicos más desfavorables (Tabla 3.3).

<b>Miembros</b>	<b>Carga</b>	<b>Tipo</b>	<b>V2 [Ton]</b>	<b>V3 [Ton]</b>	<b>M33 [Ton*m]</b>	<b>M22 [Ton*m]</b>	<b>Axial [Ton]</b>
Columna	11 - CM	Diseño	-0.02	-0.04	-0.04	0.07	-59.87
	11 - CV	Diseño	-0.02	-0.03	-0.03	0.04	-25.08
	11 - CVR	Diseño	-0.01	-0.01	-0.01	0.02	-8.96
	11 - SX	Diseño	7.73	0.95	18.91	-2.50	--
	11 - SZ	Diseño	0.98	6.92	2.41	-18.13	--
	11 - C1	Diseño	-0.05	-0.09	-0.10	0.15	-118.95
	11 - C2	Diseño	8.79	3.27	21.54	-8.64	-75.71
	11 - C3	Diseño	8.14	-1.29	19.95	3.33	-75.71
	11 - C4	Diseño	-8.20	1.18	-20.07	-3.15	-75.71
	11 - C5	Diseño	-8.85	-3.39	-21.66	8.82	-75.71
	11 - C6	Diseño	3.60	7.87	8.83	-20.67	-75.71
	11 - C7	Diseño	1.44	-7.35	3.54	19.21	-75.71
	11 - C8	Diseño	-1.50	7.24	-3.65	-19.03	-75.71
	11 - C9	Diseño	-3.66	-7.98	-8.95	20.86	-75.71

## Diseño en el eje mayor

### Placa base (AISC 360-05 LRFD)

#### CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.	Referencias
-------------	--------	-------	------------	------------	------	-------------

---

#### Placa base

Dimensión longitudinal	[cm]	70.00	42.23	--	✓	
------------------------	------	-------	-------	----	---	--

$$N_{min} = d_c + 2 * w = 40.639999[\text{cm}] + 2 * 0.79375[\text{cm}] = \mathbf{42.227499}[\text{cm}]$$

Dimensión transversal	[cm]	70.00	42.23	--	✓	
-----------------------	------	-------	-------	----	---	--

$$B_{min} = b_c + 2 * w = 40.639999[\text{cm}] + 2 * 0.79375[\text{cm}] = \mathbf{42.227499}[\text{cm}]$$

Distancia del ancla al borde [cm] 7.50 6.67 -- ✓ Tables J3.4,

J3.5

$$L_{emin} = e_{dmin} + C_2 = 6.6675[\text{cm}] + 0[\text{cm}] = \mathbf{6.6675[\text{cm}]}$$

Tables J3.4,

J3.5

Tamaño de soldadura [1/16in] 5 3 -- ✓ table J2.4

$$W_{min} = W_{min} = \mathbf{3}$$

table J2.4

### Llave de corte

Tamaño de soldadura [1/16in] 5 5 -- ✓ table J2.4

$$W_{min} = W_{min} = \mathbf{5}$$

table J2.4

---

## VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación	Unidad	Capacidad	Solicitud	EC	ctrl	Relación	Referencias
--------------	--------	-----------	-----------	----	------	----------	-------------

---

Pedestal

Aplastamiento por axial [Ton/cm2] 0.16 0.09 11 - C50.54 


$$A_2 = ((B/N) * N_{cs}) * N_{cs} = ((70[\text{cm}]/70[\text{cm}]) * 80[\text{cm}]) * 80[\text{cm}] = \mathbf{6400}[\text{cm}^2] \quad \text{DG1 Sec 3.1.1}$$

$$A_1 = B * N = 70[\text{cm}] * 70[\text{cm}] = \mathbf{4900}[\text{cm}^2] \quad \text{DG1 Sec 3.1.1}$$

$$f_{p, \max} = f * \min (0.85 * f'_c * (A_2/A_1)^{1/2}, 1.7 * f'_c) = 0.65 * \min (0.85 * 0.25[\text{Ton/cm}^2] * (1.306122)^{1/2}, 1.7 * 0.25[\text{Ton/cm}^2]) = \mathbf{0.157857}[\text{Ton/cm}^2] \quad \text{DG1 3.1.1}$$

$$^2, 1.7 * 0.25[\text{Ton/cm}^2]) = \mathbf{0.157857}[\text{Ton/cm}^2] \quad \text{DG1 3.1.1}$$

Placa base

Flexión en fluencia (interfaz de aplastamiento)[Ton\*m/m] 9.64 6.60 11 - C5 0.68  DG1 Sec 3.1.2,

DG1 Eq. 3.3.13

$$m = m = \mathbf{15.696001}[\text{cm}] \quad \text{DG1 Sec 3.1.2}$$

$$n = n = \mathbf{15.696001}[\text{cm}] \quad \text{DG1 Sec 3.1.2}$$

$$M_{pl} = \max (M_{pM}, M_{pN}) = \max (6.604403[\text{Ton*m/m}], 4.829982[\text{Ton*m/m}]) = \mathbf{6.604403}[\text{Ton*m/m}]$$

$$fM_n = f \cdot F_y \cdot t_p^2 / 4 = 0.9 \cdot 2.952877 [\text{Ton/cm}^2] \cdot 3.81 [\text{cm}]^2 / 4 = \mathbf{9.644458} [\text{Ton} \cdot \text{m/m}] \quad \text{DG1 Eq. 3.3.13}$$

Flexión en fluencia (interfaz de tensión) [Ton\*m/m]      9.64   5.76   11 - SX   0.60       DG1 Eq. 3.3.13

$$M_{pT} = M_{strip} / B_{eff} = 0.90478 [\text{Ton} \cdot \text{m}] / 15.696001 [\text{cm}] = \mathbf{5.764397} [\text{Ton} \cdot \text{m/m}]$$

$$fM_n = f \cdot F_y \cdot t_p^2 / 4 = 0.9 \cdot 2.952877 [\text{Ton/cm}^2] \cdot 3.81 [\text{cm}]^2 / 4 = \mathbf{9.644458} [\text{Ton} \cdot \text{m/m}] \quad \text{DG1 Eq. 3.3.13}$$

*Ancla(s) en tensión para momento máximo: #1*


Llave de corte

Aplastamiento en el concreto [Ton]      54.81      8.85   11 - C50.16       DG1 Sec 3.5.2

$$d = D_{lug} - G = 15 [\text{cm}] - 5.08 [\text{cm}] = \mathbf{9.92} [\text{cm}] \quad \text{DG1 Sec 3.5.2}$$

$$A_l = d \cdot b = 9.92 [\text{cm}] \cdot 40 [\text{cm}] = \mathbf{396.8} [\text{cm}^2] \quad \text{DG1 Sec 3.5.2}$$

$$fP_{ubrg} = f \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot A_l = 0.65 \cdot 0.85 \cdot 0.25 [\text{Ton/cm}^2] \cdot 396.8 [\text{cm}^2] = \mathbf{54.808} [\text{Ton}] \quad \text{DG1 Sec 3.5.2}$$

Corte en el concreto [Ton]      43.32      8.85   11 - C50.20       DG1 Sec 3.5.2,

DG1 p. 42


$$d = D_{lug} - G = 15 [\text{cm}] - 5.08 [\text{cm}] = \mathbf{9.92} [\text{cm}] \quad \text{DG1 Sec 3.5.2}$$

$$B_v = \min (B_{cs}, b + 2 * c_{lug}) = \min(80[\text{cm}], 40[\text{cm}] + 2 * 38.095[\text{cm}]) = \mathbf{80}[\text{cm}] \quad \text{DG1 p. 42}$$

$$D_v = \min (d + c_{lug}, t_{cs}) = \min (9.92[\text{cm}] + 38.095[\text{cm}], 150[\text{cm}]) = \mathbf{48.015}[\text{cm}] \quad \text{DG1 p. 42}$$

$$A_v = B_v * D_v - d * b = 80[\text{cm}] * 48.015[\text{cm}] - 9.92[\text{cm}] * 40[\text{cm}] = \mathbf{3444.4}[\text{cm}^2] \quad \text{DG1 p. 42}$$


$$V_u = 4 * f * ((f'_d / (1[\text{psi}]))^{1/2}) * [\text{psi}] * A_v = 4 * 0.75 * ((0.25[\text{Ton}/\text{cm}^2] / (1[\text{psi}]))^{1/2}) * [\text{psi}] * 3444.4[\text{cm}^2] = \mathbf{43.321439}[\text{Ton}] \quad \text{DG1 Sec 3.5.2}$$

Flexión en fluencia [Ton\*m] 3.86 0.89 11 - C50.23  DG1 Sec 3.5.2,  
DG1 p. 43

$$d = D_{lug} - G = 15[\text{cm}] - 5.08[\text{cm}] = \mathbf{9.92}[\text{cm}] \quad \text{DG1 Sec 3.5.2}$$

$$M_{lg} = V * (G + d/2) = 8.85412[\text{Ton}] * (5.08[\text{cm}] + 9.92[\text{cm}]/2) = \mathbf{0.888954}[\text{Ton*m}] \quad \text{DG1 p. 43}$$

$$M_{lgu} = (f * F_y * b * t^2) / 4 = (0.9 * 2.952877[\text{Ton}/\text{cm}^2] * 40[\text{cm}] * 3.81[\text{cm}]^2) / 4 = \mathbf{3.857783}[\text{Ton*m}] \quad \text{DG1 p. 43}$$

Resistencia de la soldadura [Ton/m] 186.45 52.40 11 - C50.28  DG1 Sec 3.5.2,  
DG1 p. 43,  
p. 8-9,  
Sec. J2.5,

Sec. J2.4

$$d = D_{lug} - G = 15[\text{cm}] - 5.08[\text{cm}] = \mathbf{9.92}[\text{cm}]$$

DG1 Sec 3.5.2

$$M_{lg} = V*(G + d/2) = 8.85412[\text{Ton}]*(\mathbf{5.08}[\text{cm}] + \mathbf{9.92}[\text{cm}]/2) = \mathbf{0.888954}[\text{Ton*m}]$$

DG1 p. 43

$$s = t + 2*w/3 = 3.81[\text{cm}] + 2*0.79375[\text{cm}]/3 = \mathbf{4.339167}[\text{cm}]$$

DG1 p. 43

$$f_c = M_{lg}/(s*b) = 0.888954[\text{Ton*m}]/(\mathbf{4.339167}[\text{cm}]*\mathbf{40}[\text{cm}]) = \mathbf{51.216843}[\text{Ton/m}]$$

DG1 p. 43

$$f_v = V/(2*b) = 8.85412[\text{Ton}]/(\mathbf{2*40}[\text{cm}]) = \mathbf{11.06765}[\text{Ton/m}]$$

DG1 p. 43

$$f_r = (f_c^2 + f_v^2)^{1/2} = (\mathbf{51.216843}[\text{Ton/m}]^2 + \mathbf{11.06765}[\text{Ton/m}]^2)^{1/2} = \mathbf{52.399026}[\text{Ton/m}]$$

DG1 p. 43

$$\text{LoadAngleFactor} = 1 + 0.5*(\sin(q))^{1.5} = 1 + 0.5*(\sin(1.570796))^{1.5} = \mathbf{1.5}$$

p. 8-9

$$F_w = 0.6*F_{EXX}*\text{LoadAngleFactor} = 0.6*4.921462[\text{Ton/cm}^2]*\mathbf{1.5} = \mathbf{4.429315}[\text{Ton/cm}^2]$$


Sec. J2.5

$$A_w = (2)^{1/2}/2*(D/16) *[\text{in}]*L = (2)^{1/2}/2*(5/16) *[\text{in}]*\mathbf{100}[\text{cm}] = \mathbf{56.126599}[\text{cm}^2]$$

Sec. J2.4

$$fR_w = f*F_w*A_w/L = 0.75*4.429315[\text{Ton/cm}^2]*\mathbf{56.126599}[\text{cm}^2]/\mathbf{100}[\text{cm}] = \mathbf{186.45}[\text{Ton/m}]$$

## Columna

Resistencia de la soldadura      [Ton/m] 186.45      86.92 11 - SX0.47  HSS Manual p. 7-10,  
p. 8-9,  
Sec. J2.5,

Sec. J2.4

$$b_{eff} = \min (2*L, 5[in]) = \min(2*10.89464[cm], 5[in]) = \mathbf{12.7[cm]}$$

HSS Manual p. 7-10


$$\text{Maximum weld load} = T/b_{eff} = 11.039284[\text{Ton}]/12.7[cm] = \mathbf{86.923496[\text{Ton/m}]}$$

$$\text{LoadAngleFactor} = 1 + 0.5*(\sin(q))^{1.5} = 1 + 0.5*(\sin (1.570796))^{1.5} = \mathbf{1.5} \quad \text{p. 8-9}$$

$$F_w = 0.6*F_{EXX}*\text{LoadAngleFactor} = 0.6*4.921462[\text{Ton/cm}^2] * 1.5 = \mathbf{4.429315[\text{Ton/cm}^2]} \quad \text{Sec. J2.5}$$

$$A_w = (2)^{1/2}/2*(D/16) * [in]*L = (2)^{1/2}/2*(5/16) * [in]*100[cm] = \mathbf{56.126599[cm}^2] \quad \text{Sec. J2.4}$$

$$fR_w = f*F_w*A_w/L = 0.75*4.429315[\text{Ton/cm}^2] * 56.126599[cm^2]/100[cm] = \mathbf{186.45[\text{Ton/m}]}$$

Resistencia de la soldadura método elástico [Ton/m]    186.45    145.3311 - C5    0.78     p. 8-9,

Sec. J2.5,

Sec. J2.4

$$f_v = P/L = -75.714881[\text{Ton}]/162.56[cm] = \mathbf{-46.576577[\text{Ton/m}]}$$

$$f_v = V/L_{shear} = -8.85412[\text{Ton}]/81.279997[cm] = \mathbf{-10.893357[\text{Ton/m}]}$$

$$f_b = M*c/I = -21.656593[\text{Ton*m}] * 20.319999[cm]/4474760.51[cm^4] = \mathbf{-98.343131[\text{Ton/m}]}$$

$$f = ((f_b + f_v)^2 + f_v^2)^{1/2} = ((-98.343131[\text{Ton/m}] + -46.576577[\text{Ton/m}])^2 + -10.893357[\text{Ton/m}]^2)^{1/2} = \mathbf{145.33[\text{Ton/m}]}$$

$$LoadAngleFactor = 1 + 0.5 * (\sin(q))^{1.5} = 1 + 0.5 * (\sin(1.570796))^{1.5} = 1.5 \quad \text{p. 8-9}$$

$$F_w = 0.6 * F_{EXX} * LoadAngleFactor = 0.6 * 4.921462 [\text{Ton/cm}^2] * 1.5 = 4.429315 [\text{Ton/cm}^2] \quad \text{Sec. J2.5}$$

$$A_w = (2)^{1/2} / 2 * (D/16) * [\text{in}] * L = (2)^{1/2} / 2 * (5/16) * [\text{in}] * 100 [\text{cm}] = 56.126599 [\text{cm}^2] \quad \text{Sec. J2.4}$$

$$fR_w = f * F_w * A_w / L = 0.75 * 4.429315 [\text{Ton/cm}^2] * 56.126599 [\text{cm}^2] / 100 [\text{cm}] = 186.45 [\text{Ton/m}]$$

### Anclas (ACI 318-08)

## CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.	Referencias
-------------	--------	-------	------------	------------	------	-------------

---

### Anclas

Espaciamiento entre anclas	[cm]	27.50	15.24	--	✓	Sec. D.8.1
----------------------------	------	-------	-------	----	---	------------

$$s_{min} = 4 * d_a = 4 * 3.81 [\text{cm}] = 15.24 [\text{cm}] \quad \text{Sec. D.8.1}$$

Distancia del ancla al borde	[cm]	12.50	7.62	--	✓	Sec. D.7.7.1
$C_{a, min} = 3[in]$						Sec. D.7.7.1
Longitud efectiva	[cm]	122.48	--	147.52	✓	

---

## VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación	Unidad	Capacidad	Solicitud	EC ctrl	Relación	Referencias
Resistencia de ancla en tensión	[Ton]	27.82	11.04	11 - SX0.40	🟢	Eq. D-3
$f_{uta} = \min (f_{uta}, 1.9 \cdot f_{ya}, 125[ksi]) = \min (4.077783[Ton/cm^2], 1.9 \cdot 2.531037[Ton/cm^2], 125[ksi]) =$ <b>4.077783</b> [Ton/cm <sup>2</sup> ]						
						Sec. D.5.1.2
$fN_{sa} = f \cdot n \cdot A_{se, N} \cdot f_{uta} = 0.75 \cdot 1 \cdot 9.096755[cm^2] \cdot 4.077783[Ton/cm^2] =$ <b>27.820943</b> [Ton]						
						Eq. D-3

Arrancamiento de ancla en tensión [Ton] 12.10 11.04 11 - SX0.91 ● Eq. D-4,  
Sec. D.3.3.3

$C_{a1Left} < 1.5 \cdot h_{ef}$  ® 67.5[cm] < 1.5\*120[cm] ® **True**

$C_{a1Left} = C_{a1Left} = 67.5$ [cm] Sec. D.5.2.1

$C_{a1Right} < 1.5 \cdot h_{ef}$  ® 12.5[cm] < 1.5\*120[cm] ® **True**

$C_{a1Right} = C_{a1Right} = 12.5$ [cm] Sec. D.5.2.1

$C_{a2Top} < 1.5 \cdot h_{ef}$  ® 12.5[cm] < 1.5\*120[cm] ® **True**

$C_{a2Top} = C_{a2Top} = 12.5$ [cm] Sec. D.5.2.1

$C_{a2Bot} < 1.5 \cdot h_{ef}$  ® 67.5[cm] < 1.5\*120[cm] ® **True**

$C_{a2Bot} = C_{a2Bot} = 67.5$ [cm] Sec. D.5.2.1

$IsCloseToThreeEdges$  ® **True**

$h_{ef} = C_{amax}/1.5 = 67.5$ [cm]/1.5 = **45**[cm] Sec. D.5.2.3

$C_{a1Left} < 1.5 \cdot h_{ef}$  ® 67.5[cm] < 1.5\*45[cm] ® **False**

$C_{a1Left} = 1.5 \cdot h_{ef} = 1.5 \cdot 45$ [cm] = **67.5**[cm] Sec. D.5.2.1

$C_{a1Right} < 1.5 \cdot h_{ef}$  ® 12.5[cm] < 1.5\*45[cm] ® **True**

$C_{a1Right} = C_{a1Right} = 12.5$ [cm] Sec. D.5.2.1

$$C_{a2Top} < 1.5 * h_{ef} \text{ ® } 12.5[\text{cm}] < 1.5 * 45[\text{cm}] \text{ ® } \mathbf{True}$$

$$C_{a2Top} = C_{a2Top} = \mathbf{12.5}[\text{cm}]$$

Sec. D.5.2.1

$$C_{a2Bot} < 1.5 * h_{ef} \text{ ® } 67.5[\text{cm}] < 1.5 * 45[\text{cm}] \text{ ® } \mathbf{False}$$

$$C_{a2Bot} = 1.5 * h_{ef} = 1.5 * 45[\text{cm}] = \mathbf{67.5}[\text{cm}]$$

Sec. D.5.2.1

$$A_{Nc} = (C_{a1Left} + C_{a1Right}) * (C_{a2Top} + C_{a2Bot}) = (67.5[\text{cm}] + 12.5[\text{cm}]) * (12.5[\text{cm}] + 67.5[\text{cm}]) =$$

$$\mathbf{6400}[\text{cm}^2]$$

Sec. RD.5.2.1

$$A_{Nco} = 9 * h_{ef}^2 = 9 * 45[\text{cm}]^2 = \mathbf{18225}[\text{cm}^2]$$

Eq. D-6

$$C_{a, min} < 1.5 * h_{ef} \text{ ® } 12.5[\text{cm}] < 1.5 * 45[\text{cm}] \text{ ® } \mathbf{True}$$

$$y_{et, N} = 0.7 + 0.3 * C_{a, min} / (1.5 * h_{ef}) = 0.7 + 0.3 * 12.5[\text{cm}] / (1.5 * 45[\text{cm}]) = \mathbf{0.755556}$$

Sec. D.5.2.5

$$\mathbf{CrackedConcrete} \text{ ® } \mathbf{False}$$

$$y_{d, N} = 1.25$$

Sec. D.5.2.6

$$\mathbf{IsCastInPlaceAnchor} \text{ ® } \mathbf{True}$$

$$y_{app, N} = 1$$

Sec. D.5.2.7

$$\mathbf{IsCastInPlaceAnchor} \text{ ® } \mathbf{True}$$

$$k_c = 24$$

Sec. D.5.2.2

$$(\mathbf{IsCastInPlaceAnchor}) \text{ and } (\mathbf{IsHeadedBolt}) \text{ and } (h_{ef} \geq 11[\text{in}]) \text{ and } (h_{ef} \leq 25[\text{in}]) \text{ ® } (\mathbf{True}) \text{ and } (\mathbf{True}) \text{ and } (45[\text{cm}] \geq$$

11[in]) and(45[cm]<=25[in]) ® **True**

$$N_b = 16 \cdot 1 \cdot (f_d / (1[\text{psi}]))^{1/2} \cdot (h_{eff} / (1[\text{in}]))^{(5/3)} [\text{lb}] = 16 \cdot 1 \cdot (0.25[\text{Ton/cm}^2] / (1[\text{psi}]))^{1/2} \cdot$$

$$(45[\text{cm}] / (1[\text{in}]))^{(5/3)} [\text{lb}] = \mathbf{52.105885}[\text{Ton}] \quad \text{Eq. D-7}$$

$$N_{cb} = (A_{Nd} / A_{Nco}) \cdot y_{et, N} \cdot y_{c, N} \cdot y_{cp, N} \cdot N_b = (6400[\text{cm}^2] / 18225[\text{cm}^2]) \cdot 0.755556 \cdot 1.25 \cdot 1 \cdot$$

$$52.105885[\text{Ton}] = \mathbf{17.281269}[\text{Ton}] \quad \text{Eq. D-4}$$

*HighSeismicDesignCategory* ® **False**

$$fN_{cb} = f \cdot N_{cb} = 0.7 \cdot 17.281269[\text{Ton}] = \mathbf{12.096888}[\text{Ton}] \quad \text{Sec. D.3.3.3}$$

Extracción por deslizamiento de ancla en tensión[Ton] 33.09 11.04 11 - SX 0.33  Sec. D.3.3.3

*IsHeadedBolt* ® **True**

$$N_p = 8 \cdot A_{brg} \cdot f_c = 8 \cdot 16.883836[\text{cm}^2] \cdot 0.25[\text{Ton/cm}^2] = \mathbf{33.767672}[\text{Ton}] \quad \text{Eq D-15,}$$

Eq D-16

*CrackedConcrete* ® **False**

$$y_{d, P} = 1.4 \quad \text{Sec. D.5.3.6}$$

$$N_{pn} = y_{, P} \cdot N_p = 1.4 \cdot 33.767672[\text{Ton}] = \mathbf{47.274741}[\text{Ton}] \quad \text{Eq. D-14}$$

*HighSeismicDesignCategory* ® **False**

$$fN_{pn} = f \cdot N_{pn} = 0.7 \cdot 47.274741[\text{Ton}] = \mathbf{33.092319}[\text{Ton}] \quad \text{Sec. D.3.3.3}$$

Desprendimiento lateral de ancla en tensión [Ton] 12.06 11.04 11 - SX 0.92 ● Sec. D.5.4.1,

Sec. D.3.3.3

$$SideFaceBlowoutApply = h_{ef} > 2.5 * c_{a1} = 120[cm] > 2.5 * 12.5[cm] = \mathbf{True} \quad \text{Sec. D.5.4.1}$$

$$c_{a2} < 3.0 * c_{a1} \text{ ® } 12.5[cm] < 3.0 * 12.5[cm] \text{ ® } \mathbf{True}$$

$$N_{sb} = ((1 + c_{a2}/c_{a1}) / 4) * 160 * c_{a1} * (A_{brg})^{1/2} * (f_d / (1[\text{psi}]))^{1/2} [\text{psi}] = ((1 + 12.5[cm] / 12.5[cm]) / 4) * 160 * 12.5[cm] * (16.883836[\text{cm}^2])^{1/2} * 1 * (0.25[\text{Ton}/\text{cm}^2] / (1[\text{psi}]))^{1/2} [\text{psi}] = \mathbf{17.22676}[\text{Ton}] \quad \text{Sec. D.5.4.1}$$

$$HighSeismicDesignCategory \text{ ® } \mathbf{False}$$

$$fN_{sb} = f * N_{sb} = 0.7 * 17.22676[\text{Ton}] = \mathbf{12.058732}[\text{Ton}] \quad \text{Sec. D.3.3.3}$$

Desprendimiento lateral de grupo de anclas en tensión [Ton] 41.80 30.78 11 - SX 0.74 ● Sec. D.5.4.1,

Sec. D.3.3.3

$$SideFaceBlowoutApply = h_{ef} > 2.5 * c_{a1} = 120[cm] > 2.5 * 12.5[cm] = \mathbf{True} \quad \text{Sec. D.5.4.1}$$

$$N_{sb} = 160 * c_{a1} * (A_{brg})^{1/2} * (f_d / (1[\text{psi}]))^{1/2} [\text{psi}] = 160 * 12.5[cm] * (16.883836[\text{cm}^2])^{1/2} * 1 * (0.25[\text{Ton}/\text{cm}^2] / (1[\text{psi}]))^{1/2} [\text{psi}] = \mathbf{34.45352}[\text{Ton}] \quad \text{Sec. D.5.4.1}$$

$$N_{sbg} = (1 + s / (6 * c_{a1})) * N_{sb} = (1 + 55[cm] / (6 * 12.5[cm])) * 34.45352[\text{Ton}] = \mathbf{59.719434}[\text{Ton}] \quad \text{Eq. D-18}$$

*HighSeismicDesignCategory* ® **False**

$$fN_{sbg} = f \cdot N_{sbg} = 0.7 \cdot 59.719434[\text{Ton}] = \mathbf{41.803604}[\text{Ton}] \quad \text{Sec. D.3.3.3}$$

Resistencia de ancla a corte [Ton] 11.57 0.00 11 - C90.00 ⌚ Eq. D.20

$$f_{uta} = \min(f_{uta}, 1.9 \cdot f_{ya}, 125[\text{ksi}]) = \min(4.077783[\text{Ton/cm}^2], 1.9 \cdot 2.531037[\text{Ton/cm}^2], 125[\text{ksi}]) =$$

$$\mathbf{4.077783}[\text{Ton/cm}^2] \quad \text{Sec. D.5.1.2}$$

*HasGroutPad* ® **True**

$$fV_{sa} = 0.8 \cdot f \cdot 0.6 \cdot n \cdot A_{se}, \sqrt{f_{uta}} = 0.8 \cdot 0.65 \cdot 0.6 \cdot 1 \cdot 9.096755[\text{cm}^2] \cdot 4.077783[\text{Ton/cm}^2] =$$

$$\mathbf{11.573512}[\text{Ton}] \quad \text{Eq. D.20}$$

Arrancamiento de ancla a corte [Ton] 2.82 0.00 11 - C90.00 ⌚ Sec. D.3.3.3

$$C_{a2Left} < 1.5 \cdot C_{a1} \text{ ® } 67.5[\text{cm}] < 1.5 \cdot 12.5[\text{cm}] \text{ ® } \mathbf{False}$$

$$C_{a2Left} = 1.5 \cdot C_{a1} = 1.5 \cdot 12.5[\text{cm}] = \mathbf{18.75}[\text{cm}] \quad \text{Sec. D.6.2.1}$$

$$C_{a2Right} < 1.5 \cdot C_{a1} \text{ ® } 12.5[\text{cm}] < 1.5 \cdot 12.5[\text{cm}] \text{ ® } \mathbf{True}$$

$$C_{a2Right} = C_{a2Right} = \mathbf{12.5}[\text{cm}] \quad \text{Sec. D.5.2.1}$$

$$h_a < 1.5 \cdot C_{a1} \text{ ® } 150[\text{cm}] < 1.5 \cdot 12.5[\text{cm}] \text{ ® } \mathbf{False}$$

$$h_a = 1.5 * c_{a1} = 1.5 * 12.5[\text{cm}] = \mathbf{18.75}[\text{cm}] \quad \text{Sec. D.5.2.1}$$

*IsCloseToThreeEdges* ® **False**

$$c_{a1} = c_{a1} = \mathbf{12.5}[\text{cm}] \quad \text{Sec. D.6.2.4}$$

$$L_{Vc} = c_{a2Left} + c_{a2Right} = 18.75[\text{cm}] + 12.5[\text{cm}] = \mathbf{31.25}[\text{cm}] \quad \text{Sec. RD.6.2.1}$$

$$A_{Vc} = L_{Vc} * \min(h_a, 1.5 * c_{a1}) = 31.25[\text{cm}] * \min(150[\text{cm}], 1.5 * 12.5[\text{cm}]) = \mathbf{585.94}[\text{cm}^2] \quad \text{Sec. RD.6.2.1}$$

$$A_{Vco} = 4.5 * c_{a1}^2 = 4.5 * 12.5[\text{cm}]^2 = \mathbf{703.13}[\text{cm}^2] \quad \text{Eq. D-23}$$

$$c_{a2} < 1.5 * c_{a1} \text{ ® } 12.5[\text{cm}] < 1.5 * 12.5[\text{cm}] \text{ ® } \mathbf{True}$$

$$y_{et, v} = 0.7 + 0.3 * (c_{a2} / (1.5 * c_{a1})) = 0.7 + 0.3 * (12.5[\text{cm}] / (1.5 * 12.5[\text{cm}])) = \mathbf{0.9} \quad \text{Sec. D.6.2.6}$$

*CrackedConcrete* ® **False**

$$y, v = 1.4 \quad \text{Sec. D.6.2.7}$$

$$h_a < 1.5 * c_{a1} \text{ ® } 150[\text{cm}] < 1.5 * 12.5[\text{cm}] \text{ ® } \mathbf{False}$$

$$y, v = 1 \quad \text{Eq. D-29}$$

$$l_e = \min(h_{ef}, 8 * d_a) = \min(120[\text{cm}], 8 * 3.81[\text{cm}]) = \mathbf{30.479999}[\text{cm}] \quad \text{Sec. D.6.2.2}$$

$$V_b = (7 * (l_e / d_a)^{0.2} * (d_a / (1[\text{in}]))^{1/2}) * 1 * (f_d / (1[\text{psi}]))^{1/2} * (c_{a1} / (1[\text{in}]))^{1.5} [\text{lb}] =$$

$$(7 * (30.479999[\text{cm}] / 3.81[\text{cm}])^{0.2} * (3.81[\text{cm}] / (1[\text{in}]))^{1/2}) * 1 * (0.25[\text{Ton/cm}^2] / (1[\text{psi}]))^{1/2} * (12.5[\text{cm}] /$$

$$(1[\text{in}]))^{1.5} [\text{lb}] = \mathbf{3.837175}[\text{Ton}] \quad \text{Eq. D-24}$$

$$V_{cb} = (A_{Vd}/A_{Vco}) * y_{et} * v * y_c * v * y_h * v * V_b = (585.94[\text{cm}^2]/703.13[\text{cm}^2]) * 0.9 * 1.4 * 1 *$$

$$3.837175[\text{Ton}] = \mathbf{4.029033}[\text{Ton}]$$

Eq. D-21

*HighSeismicDesignCategory* ® **False**

$$fV_{cb} = f * V_{cb} = 0.7 * 4.029033[\text{Ton}] = \mathbf{2.820323}[\text{Ton}]$$

Sec. D.3.3.3

Desprendimiento de ancla a corte [Ton] 24.19 0.00 11 - C90.00 🕒

Eq. D-4,

Sec. D.3.3.3

$h_{ef} < 2.5[\text{in}]$  ®  $120[\text{cm}] < 2.5[\text{in}]$  ® **False**

$$k_{cp} = 2$$

Sec. D.6.3.1

$C_{a1Left} < 1.5 * h_{ef}$  ®  $12.5[\text{cm}] < 1.5 * 120[\text{cm}]$  ® **True**

$$C_{a1Left} = C_{a1Left} = \mathbf{12.5}[\text{cm}]$$

Sec. D.5.2.1

$C_{a1Right} < 1.5 * h_{ef}$  ®  $67.5[\text{cm}] < 1.5 * 120[\text{cm}]$  ® **True**

$$C_{a1Right} = C_{a1Right} = \mathbf{67.5}[\text{cm}]$$

Sec. D.5.2.1

$C_{a2Top} < 1.5 * h_{ef}$  ®  $67.5[\text{cm}] < 1.5 * 120[\text{cm}]$  ® **True**

$$C_{a2Top} = C_{a2Top} = \mathbf{67.5}[\text{cm}]$$

Sec. D.5.2.1

$C_{a2Bot} < 1.5 * h_{ef}$  ®  $12.5[\text{cm}] < 1.5 * 120[\text{cm}]$  ® **True**

$$C_{a2Bot} = C_{a2Bot} = \mathbf{12.5[cm]} \quad \text{Sec. D.5.2.1}$$

*IsCloseToThreeEdges* ® **True**

$$h_{ef} = C_{amax}/1.5 = 67.5[cm]/1.5 = \mathbf{45[cm]} \quad \text{Sec. D.5.2.3}$$

$$C_{a1Left} < 1.5 * h_{ef} \text{ ® } 12.5[cm] < 1.5 * 45[cm] \text{ ® } \mathbf{True}$$

$$C_{a1Left} = C_{a1Left} = \mathbf{12.5[cm]} \quad \text{Sec. D.5.2.1}$$

$$C_{a1Right} < 1.5 * h_{ef} \text{ ® } 67.5[cm] < 1.5 * 45[cm] \text{ ® } \mathbf{False}$$

$$C_{a1Right} = 1.5 * h_{ef} = 1.5 * 45[cm] = \mathbf{67.5[cm]} \quad \text{Sec. D.5.2.1}$$

$$C_{a2Top} < 1.5 * h_{ef} \text{ ® } 67.5[cm] < 1.5 * 45[cm] \text{ ® } \mathbf{False}$$

$$C_{a2Top} = 1.5 * h_{ef} = 1.5 * 45[cm] = \mathbf{67.5[cm]} \quad \text{Sec. D.5.2.1}$$

$$C_{a2Bot} < 1.5 * h_{ef} \text{ ® } 12.5[cm] < 1.5 * 45[cm] \text{ ® } \mathbf{True}$$

$$C_{a2Bot} = C_{a2Bot} = \mathbf{12.5[cm]} \quad \text{Sec. D.5.2.1}$$

$$A_{Nc} = (C_{a1Left} + C_{a1Right}) * (C_{a2Top} + C_{a2Bot}) = (12.5[cm] + 67.5[cm]) * (67.5[cm] + 12.5[cm]) =$$

$$\mathbf{6400[cm^2]} \quad \text{Sec. RD.5.2.1}$$

$$A_{Nco} = 9 * h_{ef}^2 = 9 * 45[cm]^2 = \mathbf{18225[cm^2]} \quad \text{Eq. D-6}$$

$$C_{a, min} < 1.5 * h_{ef} \text{ ® } 12.5[cm] < 1.5 * 45[cm] \text{ ® } \mathbf{True}$$

$$y_{et, N} = 0.7 + 0.3 * C_{a, min} / (1.5 * h_{ef}) = 0.7 + 0.3 * 12.5[cm] / (1.5 * 45[cm]) = \mathbf{0.755556} \quad \text{Sec. D.5.2.5}$$

*CrackedConcrete* ® **False**

$$y_{, N} = 1.25$$

Sec. D.5.2.6

*IsCastInPlaceAnchor* ® **True**

$$y_{app, N} = 1$$

Sec. D.5.2.7

*IsCastInPlaceAnchor* ® **True**

$$k_c = 24$$

Sec. D.5.2.2

*(IsCastInPlaceAnchor)and (IsHeadedBolt)and(h<sub>ef</sub>>=11[in]) and(h<sub>ef</sub><=25[in])* ® (True)and (True)and(45[cm]>=11[in]) and(45[cm]<=25[in]) ® **True**

$$N_b = 16 \cdot 1 \cdot (f_c / (1[\text{psi}]))^{1/2} \cdot (h_{ef} / (1[\text{in}]))^{(5/3)} [\text{lb}] = 16 \cdot 1 \cdot (0.25[\text{Ton/cm}^2] / (1[\text{psi}]))^{1/2} \cdot$$

$$(45[\text{cm}] / (1[\text{in}]))^{(5/3)} [\text{lb}] = \mathbf{52.105885[\text{Ton}]}$$

Eq. D-7

$$N_{cb} = (A_{Nd} / A_{Nco}) \cdot y_{et, N} \cdot y_{c, N} \cdot y_{cp, N} \cdot N_b = (6400[\text{cm}^2] / 18225[\text{cm}^2]) \cdot 0.755556 \cdot 1.25 \cdot 1 \cdot$$

$$52.105885[\text{Ton}] = \mathbf{17.281269[\text{Ton}]}$$

Eq. D-4


$$V_{cp} = k_{cp} \cdot N_{cb} = 2 \cdot 17.281269[\text{Ton}] = \mathbf{34.562538[\text{Ton}]}$$

Eq. D-30

*HighSeismicDesignCategory* ® **False**

$$fV_{cp} = f \cdot V_{cp} = 0.7 \cdot 34.562538[\text{Ton}] = \mathbf{24.193777[\text{Ton}]}$$

Sec. D.3.3.3

Desprendimiento de grupo de anclas a corte [Ton] 27.05 0.00 11 - C9 0.00  Eq. D-5,

Sec. D.3.3.3

$h_{ef} < 2.5[\text{in}] \text{ ® } 120[\text{cm}] < 2.5[\text{in}] \text{ ® } \mathbf{False}$

$k_{cp} = 2$

Sec. D.6.3.1

$A_{Nco} = 9 * h_{ef}^2 = 9 * 26.666667[\text{cm}]^2 = \mathbf{6400}[\text{cm}^2]$

Eq. D-6

$A_{Nc} = \min(A_{Nc}, n * A_{Nco}) = \min(5643.75[\text{cm}^2], 4 * 6400[\text{cm}^2]) = \mathbf{5643.75}[\text{cm}^2]$  Sec. D.5.2.1

$y_{et, Ny} = \min(1 / (1 + 2 * e'_{N} / (3 * h_{ef})), 1) = \min(1 / (1 + 2 * -4.700955[\text{cm}] / (3 * 26.666667[\text{cm}])), 1) = \mathbf{1}$  Eq. D-9

$y_{et, Nx} = \min(1 / (1 + 2 * e'_{N} / (3 * h_{ef})), 1) = \min(1 / (1 + 2 * -4.193121[\text{cm}] / (3 * 26.666667[\text{cm}])), 1) = \mathbf{1}$  Eq. D-9

$y_{et, N} = y_{ec, NXR} * y_{ec, Ny} = 1 * 1 = \mathbf{1}$

Eq. D-9

$c_{a, min} < 1.5 * h_{ef} \text{ ® } 12.5[\text{cm}] < 1.5 * 26.666667[\text{cm}] \text{ ® } \mathbf{True}$

$y_{et, N} = 0.7 + 0.3 * c_{a, min} / (1.5 * h_{ef}) = 0.7 + 0.3 * 12.5[\text{cm}] / (1.5 * 26.666667[\text{cm}]) = \mathbf{0.79375}$  Sec. D.5.2.5

$CrackedConcrete \text{ ® } \mathbf{False}$

$y, N = 1.25$

Sec. D.5.2.6

$IsCastInPlaceAnchor \text{ ® } \mathbf{True}$

$y_{app, N} = 1$

Sec. D.5.2.7

$IsCastInPlaceAnchor \text{ ® } \mathbf{True}$

$$k_c = 24$$

Sec. D.5.2.2

$(IsCastInPlaceAnchor) \text{ and } (IsHeadedBolt) \text{ and } (h_{ef} \geq 11[\text{in}]) \text{ and } (h_{ef} \leq 25[\text{in}]) \text{ @ } (\text{True}) \text{ and } (\text{True}) \text{ and } (26.666667[\text{cm}] \geq 11[\text{in}]) \text{ and } (26.666667[\text{cm}] \leq$

$25[\text{in}]) \text{ @ } \mathbf{False}$

$$N_b = k_c * l * (f_c / (1[\text{psi}]))^{1/2} * (h_{ef} / (1[\text{in}]))^{1.5} [\text{lb}] = 24 * 1 * (0.25[\text{Ton/cm}^2] / (1[\text{psi}]))^{1/2} *$$

$$(26.666667[\text{cm}] / (1[\text{in}]))^{1.5} [\text{lb}] = \mathbf{22.08255}[\text{Ton}]$$

Eq. D-7

$$N_{cbg} = (A_{Nd} / A_{Nco}) * y_{et} * y_{ed} * y_c * y_{cp} * N_b = (5643.75[\text{cm}^2] / 6400[\text{cm}^2]) * 1 *$$

$$0.79375 * 1.25 * 1 * 22.08255[\text{Ton}] = \mathbf{19.321052}[\text{Ton}]$$

Eq. D-5

$$V_{cpg} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 * 19.321052[\text{Ton}] = \mathbf{38.642104}[\text{Ton}]$$

Eq. D-31

$HighSeismicDesignCategory \text{ @ } \mathbf{False}$

$$f V_{cpg} = f * V_{cpg} = 0.7 * 38.642104[\text{Ton}] = \mathbf{27.049473}[\text{Ton}]$$

Sec. D.3.3.3

**Relación de resistencia crítica      0.92**

## Diseño en el eje menor

### Placa base (AISC 360-05 LRFD)

#### CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.	Referencias
-------------	--------	-------	------------	------------	------	-------------

---

##### Placa base

Dimensión longitudinal	[cm]	70.00	42.23	--	✓	
------------------------	------	-------	-------	----	---	--

$$N_{min} = d_c + 2 * w = 40.639999[\text{cm}] + 2 * 0.79375[\text{cm}] = \mathbf{42.227499}[\text{cm}]$$

Dimensión transversal	[cm]	70.00	42.23	--	✓	
-----------------------	------	-------	-------	----	---	--

$$B_{min} = b_c + 2 * w = 40.639999[\text{cm}] + 2 * 0.79375[\text{cm}] = \mathbf{42.227499}[\text{cm}]$$

Distancia del ancla al borde	[cm]	7.50	6.67	--	✓	Tables J3.4,
------------------------------	------	------	------	----	---	--------------

J3.5

$$L_{emin} = e_{dmin} + C_2 = 6.6675[\text{cm}] + 0[\text{cm}] = \mathbf{6.6675[\text{cm}]}$$

Tables J3.4,

J3.5

Tamaño de soldadura	[1/16in]	5	3	--	✓	table J2.4
---------------------	----------	---	---	----	---	------------

$$W_{min} = W_{min} = \mathbf{3}$$

table J2.4

## VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verificación	Unidad	Capacidad	Solicitud	EC	ctrl	Relación	Referencias
--------------	--------	-----------	-----------	----	------	----------	-------------

Pedestal

Aplastamiento por axial [Ton/cm2] 0.16 0.09 11 - C50.54 


$$A_2 = ((B/N) * N_{cs}) * N_{cs} = ((70[\text{cm}]/70[\text{cm}]) * 80[\text{cm}]) * 80[\text{cm}] = \mathbf{6400}[\text{cm}^2] \quad \text{DG1 Sec 3.1.1}$$

$$A_1 = B * N = 70[\text{cm}] * 70[\text{cm}] = \mathbf{4900}[\text{cm}^2] \quad \text{DG1 Sec 3.1.1}$$

$$f_{p, \max} = f * \min (0.85 * f'_c * (A_2/A_1)^{1/2}, 1.7 * f'_c) = 0.65 * \min (0.85 * 0.25[\text{Ton/cm}^2] * (1.306122)^{1/2}, 1.7 * 0.25[\text{Ton/cm}^2]) = \mathbf{0.157857}[\text{Ton/cm}^2] \quad \text{DG1 3.1.1}$$

$$^2, 1.7 * 0.25[\text{Ton/cm}^2]) = \mathbf{0.157857}[\text{Ton/cm}^2] \quad \text{DG1 3.1.1}$$

### Placa base

Flexión en fluencia (interfaz de aplastamiento)[Ton\*m/m] 9.64 6.60 11 - C5 0.68  DG1 Sec 3.1.2,

DG1 Eq. 3.3.13

$$m = m = \mathbf{15.696001}[\text{cm}] \quad \text{DG1 Sec 3.1.2}$$

$$n = n = \mathbf{15.696001}[\text{cm}] \quad \text{DG1 Sec 3.1.2}$$

$$M_{pl} = \max (M_{pM}, M_{pN}) = \max (3.477594[\text{Ton*m/m}], 6.604403[\text{Ton*m/m}]) = \mathbf{6.604403}[\text{Ton*m/m}]$$

$$fM_n = f * F_y * t_p^2 / 4 = 0.9 * 2.952877[\text{Ton/cm}^2] * 3.81[\text{cm}]^2 / 4 = \mathbf{9.644458}[\text{Ton*m/m}] \quad \text{DG1 Eq. 3.3.13}$$


Flexión en fluencia (interfaz de tensión) [Ton\*m/m] 9.64 5.76 11 - SX 0.60  DG1 Eq. 3.3.13

$$M_{pT} = M_{strip} / B_{eff} = 0.90478[\text{Ton*m}] / 15.696001[\text{cm}] = \mathbf{5.764397}[\text{Ton*m/m}]$$

$$fM_n = f \cdot F_y \cdot t_p^2 / 4 = 0.9 \cdot 2.952877 [\text{Ton/cm}^2] \cdot 3.81 [\text{cm}]^2 / 4 = \mathbf{9.644458} [\text{Ton} \cdot \text{m/m}] \quad \text{DG1 Eq. 3.3.13}$$

*Ancla(s) en tensión para momento máximo: #1*

### Columna

Resistencia de la soldadura [Ton/m] 186.45 86.92 11 - SX0.47  HSS Manual p. 7-10,  
p. 8-9,  
Sec. J2.5,  
Sec. J2.4

$$b_{eff} = \min(2 \cdot L, 5[\text{in}]) = \min(2 \cdot 10.89464 [\text{cm}], 5[\text{in}]) = \mathbf{12.7} [\text{cm}] \quad \text{HSS Manual p. 7-10}$$


$$\text{Maximum weld load} = T / b_{eff} = 11.039284 [\text{Ton}] / 12.7 [\text{cm}] = \mathbf{86.923496} [\text{Ton/m}]$$

$$\text{LoadAngleFactor} = 1 + 0.5 \cdot (\sin(q))^{1.5} = 1 + 0.5 \cdot (\sin(1.570796))^{1.5} = \mathbf{1.5} \quad \text{p. 8-9}$$

$$F_w = 0.6 \cdot F_{EXX} \cdot \text{LoadAngleFactor} = 0.6 \cdot 4.921462 [\text{Ton/cm}^2] \cdot 1.5 = \mathbf{4.429315} [\text{Ton/cm}^2] \quad \text{Sec. J2.5}$$

$$A_w = (2)^{1/2} / 2 \cdot (D/16) \cdot [\text{in}] \cdot L = (2)^{1/2} / 2 \cdot (5/16) \cdot [\text{in}] \cdot 100 [\text{cm}] = \mathbf{56.126599} [\text{cm}^2] \quad \text{Sec. J2.4}$$

$$fR_w = f \cdot F_w \cdot A_w / L = 0.75 \cdot 4.429315 [\text{Ton/cm}^2] \cdot 56.126599 [\text{cm}^2] / 100 [\text{cm}] = \mathbf{186.45} [\text{Ton/m}]$$

Resistencia de la soldadura método elástico [Ton/m] 186.45 140.8011 - C6 0.76  p. 8-9,

Sec. J2.5,

Sec. J2.4

$$f_v = P/L = -75.714881[\text{Ton}]/162.56[\text{cm}] = \mathbf{-46.576577}[\text{Ton/m}]$$

$$f_v = V/L_{\text{shear}} = -7.869332[\text{Ton}]/81.279997[\text{cm}] = \mathbf{-9.681757}[\text{Ton/m}]$$

$$f_b = M^*c/I = -20.674938[\text{Ton}*\text{m}] *20.319999[\text{cm}]/4474760.51[\text{cm}^4] = \mathbf{-93.88541}[\text{Ton/m}]$$

$$f = ((f_b + f_v)^2 + f_v^2)^{1/2} = ((-93.88541[\text{Ton/m}] + -46.576577[\text{Ton/m}])^2 + -9.681757[\text{Ton/m}]^2)^{1/2} = \mathbf{140.8}[\text{Ton/m}]$$

$$\text{LoadAngleFactor} = 1 + 0.5*(\sin(q))^{1.5} = 1 + 0.5*(\sin(1.570796))^{1.5} = \mathbf{1.5} \quad \text{p. 8-9}$$

$$F_w = 0.6 * F_{EXX} * \text{LoadAngleFactor} = 0.6 * 4.921462[\text{Ton/cm}^2] * 1.5 = \mathbf{4.429315}[\text{Ton/cm}^2] \quad \text{Sec. J2.5}$$

$$A_w = (2)^{1/2}/2 * (D/16) * [\text{in}] * L = (2)^{1/2}/2 * (5/16) * [\text{in}] * 100[\text{cm}] = \mathbf{56.126599}[\text{cm}^2] \quad \text{Sec. J2.4}$$

$$fR_w = f * F_w * A_w / L = 0.75 * 4.429315[\text{Ton/cm}^2] * 56.126599[\text{cm}^2] / 100[\text{cm}] = \mathbf{186.45}[\text{Ton/m}]$$

### Anclas (ACI 318-08)

## CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensiones	Unidad	Valor	Valor min.	Valor max.	Est.	Referencias
-------------	--------	-------	------------	------------	------	-------------

---

Anclas

Espaciamiento entre anclas	[cm]	27.50	15.24	--	✓	Sec. D.8.1
----------------------------	------	-------	-------	----	---	------------

$$s_{min} = 4 * d_a = 4 * 3.81 [cm] = \mathbf{15.24 [cm]}$$

Sec. D.8.1

Distancia del ancla al borde	[cm]	12.50	7.62	--	✓	Sec. D.7.7.1
------------------------------	------	-------	------	----	---	--------------

$$C_{a, min} = 3 [in]$$

Sec. D.7.7.1

Longitud efectiva	[cm]	122.48	--	147.52	✓	
-------------------	------	--------	----	--------	---	--

---

**VERIFICACIÓN DE DISEÑO**

Verificación	Unidad	Capacidad	Solicitud	EC	ctrl	Relación	Referencias
--------------	--------	-----------	-----------	----	------	----------	-------------

---

Resistencia de ancla en tensión [Ton] 27.82 11.04 11 - SX0.40  Eq. D-3

$$f_{uta} = \min (f_{uta}, 1.9 \cdot f_{ya}, 125[\text{ksi}]) = \min (4.077783[\text{Ton/cm}^2], 1.9 \cdot 2.531037[\text{Ton/cm}^2], 125[\text{ksi}]) =$$

$$\mathbf{4.077783}[\text{Ton/cm}^2] \quad \text{Sec. D.5.1.2}$$

$$fN_{sa} = f \cdot n \cdot A_{se, N} \cdot f_{uta} = 0.75 \cdot 1 \cdot 9.096755[\text{cm}^2] \cdot 4.077783[\text{Ton/cm}^2] = \mathbf{27.820943}[\text{Ton}] \quad \text{Eq. D-3}$$

Arrancamiento de ancla en tensión [Ton] 12.10 11.04 11 - SX0.91  Eq. D-4,

Sec. D.3.3.3

$$C_{a1Left} < 1.5 \cdot h_{ef} \text{ ® } 67.5[\text{cm}] < 1.5 \cdot 120[\text{cm}] \text{ ® } \mathbf{True}$$

$$C_{a1Left} = C_{a1Left} = \mathbf{67.5}[\text{cm}] \quad \text{Sec. D.5.2.1}$$

$$C_{a1Right} < 1.5 \cdot h_{ef} \text{ ® } 12.5[\text{cm}] < 1.5 \cdot 120[\text{cm}] \text{ ® } \mathbf{True}$$

$$C_{a1Right} = C_{a1Right} = \mathbf{12.5}[\text{cm}] \quad \text{Sec. D.5.2.1}$$

$$C_{a2Top} < 1.5 \cdot h_{ef} \text{ ® } 67.5[\text{cm}] < 1.5 \cdot 120[\text{cm}] \text{ ® } \mathbf{True}$$

$$C_{a2Top} = C_{a2Top} = \mathbf{67.5}[\text{cm}] \quad \text{Sec. D.5.2.1}$$

$$C_{a2Bot} < 1.5 \cdot h_{ef} \text{ ® } 12.5[\text{cm}] < 1.5 \cdot 120[\text{cm}] \text{ ® } \mathbf{True}$$

$$C_{a2Bot} = C_{a2Bot} = \mathbf{12.5[cm]} \quad \text{Sec. D.5.2.1}$$

*IsCloseToThreeEdges* ® **True**

$$h_{ef} = C_{amax}/1.5 = 67.5[cm]/1.5 = \mathbf{45[cm]} \quad \text{Sec. D.5.2.3}$$

$$C_{a1Left} < 1.5 * h_{ef} \text{ ® } 67.5[cm] < 1.5 * 45[cm] \text{ ® } \mathbf{False}$$

$$C_{a1Left} = 1.5 * h_{ef} = 1.5 * 45[cm] = \mathbf{67.5[cm]} \quad \text{Sec. D.5.2.1}$$

$$C_{a1Right} < 1.5 * h_{ef} \text{ ® } 12.5[cm] < 1.5 * 45[cm] \text{ ® } \mathbf{True}$$

$$C_{a1Right} = C_{a1Right} = \mathbf{12.5[cm]} \quad \text{Sec. D.5.2.1}$$

$$C_{a2Top} < 1.5 * h_{ef} \text{ ® } 67.5[cm] < 1.5 * 45[cm] \text{ ® } \mathbf{False}$$

$$C_{a2Top} = 1.5 * h_{ef} = 1.5 * 45[cm] = \mathbf{67.5[cm]} \quad \text{Sec. D.5.2.1}$$

$$C_{a2Bot} < 1.5 * h_{ef} \text{ ® } 12.5[cm] < 1.5 * 45[cm] \text{ ® } \mathbf{True}$$

$$C_{a2Bot} = C_{a2Bot} = \mathbf{12.5[cm]} \quad \text{Sec. D.5.2.1}$$

$$A_{Nc} = (C_{a1Left} + C_{a1Right}) * (C_{a2Top} + C_{a2Bot}) = (67.5[cm] + 12.5[cm]) * (67.5[cm] + 12.5[cm]) =$$

$$\mathbf{6400[cm^2]} \quad \text{Sec. RD.5.2.1}$$

$$A_{Nco} = 9 * h_{ef}^2 = 9 * 45[cm]^2 = \mathbf{18225[cm^2]} \quad \text{Eq. D-6}$$

$$C_{a, min} < 1.5 * h_{ef} \text{ ® } 12.5[cm] < 1.5 * 45[cm] \text{ ® } \mathbf{True}$$

$$y_{et, N} = 0.7 + 0.3 * C_{a, min} / (1.5 * h_{ef}) = 0.7 + 0.3 * 12.5[cm] / (1.5 * 45[cm]) = \mathbf{0.755556} \quad \text{Sec. D.5.2.5}$$

*CrackedConcrete* ® **False**

$$y_{, N} = 1.25$$

Sec. D.5.2.6

*IsCastInPlaceAnchor* ® **True**

$$y_{app, N} = 1$$

Sec. D.5.2.7

*IsCastInPlaceAnchor* ® **True**

$$k_c = 24$$

Sec. D.5.2.2

*(IsCastInPlaceAnchor)and (IsHeadedBolt)and(h<sub>ef</sub>>=11[in]) and(h<sub>ef</sub><=25[in])* ® (True)and (True)and(45[cm]>=

11[in]) and(45[cm]<=25[in]) ® **True**

$$N_b = 16 \cdot 1 \cdot (f_c / (1[\text{psi}]))^{1/2} \cdot (h_{ef} / (1[\text{in}]))^{(5/3)} [\text{lb}] = 16 \cdot 1 \cdot (0.25[\text{Ton/cm}^2] / (1[\text{psi}]))^{1/2} \cdot$$

$$(45[\text{cm}] / (1[\text{in}]))^{(5/3)} [\text{lb}] = \mathbf{52.105885}[\text{Ton}]$$

Eq. D-7

$$N_{cb} = (A_{Nd} / A_{Nco}) \cdot y_{et, N} \cdot y_{c, N} \cdot y_{cp, N} \cdot N_b = (6400[\text{cm}^2] / 18225[\text{cm}^2]) \cdot 0.755556 \cdot 1.25 \cdot 1 \cdot$$


$$52.105885[\text{Ton}] = \mathbf{17.281269}[\text{Ton}]$$

Eq. D-4

*HighSeismicDesignCategory* ® **False**

$$fN_{cb} = f \cdot N_{cb} = 0.7 \cdot 17.281269[\text{Ton}] = \mathbf{12.096888}[\text{Ton}]$$

Sec. D.3.3.3

Extracción por deslizamiento de ancla en tensión[Ton] 33.09 11.04 11 - SX 0.33  Sec. D.3.3.3

*IsHeadedBolt* ® **True**

$$N_p = 8 * A_{brg} * f_c = 8 * 16.883836[\text{cm}^2] * 0.25[\text{Ton/cm}^2] = \mathbf{33.767672}[\text{Ton}] \quad \text{Eq D-15,}$$

Eq D-16

*CrackedConcrete* ® **False**

$$y_{,P} = 1.4$$

Sec. D.5.3.6

$$N_{pn} = y_{,P} * N_p = 1.4 * 33.767672[\text{Ton}] = \mathbf{47.274741}[\text{Ton}] \quad \text{Eq. D-14}$$

*HighSeismicDesignCategory* ® **False**

$$fN_{pn} = f * N_{pn} = 0.7 * 47.274741[\text{Ton}] = \mathbf{33.092319}[\text{Ton}] \quad \text{Sec. D.3.3.3}$$

Desprendimiento lateral de ancla en tensión [Ton] 12.06 11.04 11 - SX 0.92  Sec. D.5.4.1,

Sec. D.3.3.3

$$\textit{SideFaceBlowoutApply} = h_{ef} > 2.5 * c_{a1} = 120[\text{cm}] > 2.5 * 12.5[\text{cm}] = \mathbf{True} \quad \text{Sec. D.5.4.1}$$

$$c_{a2} < 3.0 * c_{a1} \text{ ® } 12.5[\text{cm}] < 3.0 * 12.5[\text{cm}] \text{ ® } \mathbf{True}$$

$$N_{sb} = ((1 + c_{a2}/c_{a1}) / 4) * 160 * c_{a1} * (A_{brg})^{1/2} * (f_c / (1[\text{psi}]))^{1/2}[\text{psi}] = ((1 + 12.5[\text{cm}] /$$

$$12.5[\text{cm}]) / 4) * 160 * 12.5[\text{cm}] * (16.883836[\text{cm}^2])^{1/2} * 1 * (0.25[\text{Ton/cm}^2] / (1[\text{psi}]))^{1/2}[\text{psi}] = \mathbf{17.22676}[\text{Ton}] \quad \text{Sec. D.5.4.1}$$

*HighSeismicDesignCategory* ® **False**

$$fN_{sb} = f * N_{sb} = 0.7 * 17.22676[\text{Ton}] = \mathbf{12.058732}[\text{Ton}] \quad \text{Sec. D.3.3.3}$$

Desprendimiento lateral de grupo de anclas en tensión [Ton] 41.80 29.50 11 - SZ 0.71 ● Sec. D.5.4.1,  
Sec. D.3.3.3

$$\text{SideFaceBlowoutApply} = h_{ef} > 2.5 * c_{a1} = 120[\text{cm}] > 2.5 * 12.5[\text{cm}] = \mathbf{True} \quad \text{Sec. D.5.4.1}$$

$$N_{sb} = 160 * c_{a1} * (A_{brg})^{1/2} * 1 * (f_c / (1[\text{psi}]))^{1/2} [\text{psi}] = 160 * 12.5[\text{cm}] * (16.883836[\text{cm}^2])^{1/2} * 1 *$$

$$(0.25[\text{Ton}/\text{cm}^2] / (1[\text{psi}]))^{1/2} [\text{psi}] = \mathbf{34.45352}[\text{Ton}] \quad \text{Sec. D.5.4.1}$$

$$N_{sbg} = (1 + s / (6 * c_{a1})) * N_{sb} = (1 + 55[\text{cm}] / (6 * 12.5[\text{cm}])) * 34.45352[\text{Ton}] = \mathbf{59.719434}[\text{Ton}] \quad \text{Eq. D-18}$$

*HighSeismicDesignCategory* ® **False**

$$fN_{sbg} = f * N_{sbg} = 0.7 * 59.719434[\text{Ton}] = \mathbf{41.803604}[\text{Ton}] \quad \text{Sec. D.3.3.3}$$

Resistencia de ancla a corte [Ton] 11.57 0.00 11 - C90.00 ⌚ Eq. D.20

$$f_{uta} = \min(f_{uta}, 1.9 * f_{ya}, 125[\text{ksi}]) = \min(4.077783[\text{Ton}/\text{cm}^2], 1.9 * 2.531037[\text{Ton}/\text{cm}^2], 125[\text{ksi}]) =$$

$$\mathbf{4.077783}[\text{Ton}/\text{cm}^2] \quad \text{Sec. D.5.1.2}$$

*HasGroutPad* ® **True**

$$fV_{sa} = 0.8 * f * 0.6 * n * A_{se}, v * f_{uta} = 0.8 * 0.65 * 0.6 * 1 * 9.096755[\text{cm}^2] * 4.077783[\text{Ton/cm}^2] =$$

$$11.573512[\text{Ton}]$$

Eq. D.20

Arrancamiento de ancla a corte [Ton] 2.82 0.00 11 - C90.00  Sec. D.3.3.3

$$c_{a2Left} < 1.5 * c_{a1} \text{ ® } 67.5[\text{cm}] < 1.5 * 12.5[\text{cm}] \text{ ® } \mathbf{False}$$

$$c_{a2Left} = 1.5 * c_{a1} = 1.5 * 12.5[\text{cm}] = \mathbf{18.75}[\text{cm}]$$

Sec. D.6.2.1

$$c_{a2Right} < 1.5 * c_{a1} \text{ ® } 12.5[\text{cm}] < 1.5 * 12.5[\text{cm}] \text{ ® } \mathbf{True}$$

$$c_{a2Right} = c_{a2Right} = \mathbf{12.5}[\text{cm}]$$

Sec. D.5.2.1

$$h_a < 1.5 * c_{a1} \text{ ® } 150[\text{cm}] < 1.5 * 12.5[\text{cm}] \text{ ® } \mathbf{False}$$

$$h_a = 1.5 * c_{a1} = 1.5 * 12.5[\text{cm}] = \mathbf{18.75}[\text{cm}]$$

Sec. D.5.2.1

$$IsCloseToThreeEdges \text{ ® } \mathbf{False}$$

$$c_{a1} = c_{a1} = \mathbf{12.5}[\text{cm}]$$

Sec. D.6.2.4

$$L_{Vc} = c_{a2Left} + c_{a2Right} = 18.75[\text{cm}] + 12.5[\text{cm}] = \mathbf{31.25}[\text{cm}]$$

Sec. RD.6.2.1

$$A_{Vc} = L_{Vc} * \min(h_a, 1.5 * c_{a1}) = 31.25[\text{cm}] * \min(150[\text{cm}], 1.5 * 12.5[\text{cm}]) = \mathbf{585.94}[\text{cm}^2]$$

Sec. RD.6.2.1

$$A_{Vco} = 4.5 * c_{a1}^2 = 4.5 * 12.5[\text{cm}]^2 = \mathbf{703.13}[\text{cm}^2]$$

Eq. D-23

$$c_{a2} < 1.5 * c_{a1} \text{ ® } 12.5[\text{cm}] < 1.5 * 12.5[\text{cm}] \text{ ® } \mathbf{True}$$

$$y_{et, v} = 0.7 + 0.3 \cdot (c_{a2} / (1.5 \cdot c_{a1})) = 0.7 + 0.3 \cdot (12.5[\text{cm}] / (1.5 \cdot 12.5[\text{cm}])) = \mathbf{0.9} \quad \text{Sec. D.6.2.6}$$

*CrackedConcrete* ® **False**

$$y, v = 1.4 \quad \text{Sec. D.6.2.7}$$

$h_a < 1.5 \cdot c_{a1}$  ®  $150[\text{cm}] < 1.5 \cdot 12.5[\text{cm}]$  ® **False**

$$y, v = 1 \quad \text{Eq. D-29}$$

$$l_e = \min (h_{ef}, 8 \cdot d_a) = \min(120[\text{cm}], 8 \cdot 3.81[\text{cm}]) = \mathbf{30.479999}[\text{cm}] \quad \text{Sec. D.6.2.2}$$

$$V_b = (7 \cdot (l_e / d_a)^{0.2} \cdot (d_a / (1[\text{in}]))^{1/2}) \cdot l \cdot (f_d / (1[\text{psi}]))^{1/2} \cdot (c_{a1} / (1[\text{in}]))^{1.5} [\text{lb}] =$$

$$(7 \cdot (30.479999[\text{cm}] / 3.81[\text{cm}])^{0.2} \cdot (3.81[\text{cm}] / (1[\text{in}]))^{1/2}) \cdot 1 \cdot (0.25[\text{Ton/cm}^2] / (1[\text{psi}]))^{1/2} \cdot (12.5[\text{cm}] /$$

$$(1[\text{in}]))^{1.5} [\text{lb}] = \mathbf{3.837175}[\text{Ton}] \quad \text{Eq. D-24}$$

$$V_{cb} = (A_{vd} / A_{vco}) \cdot y_{et, v} \cdot y_c \cdot y_h \cdot V_b = (585.94[\text{cm}^2] / 703.13[\text{cm}^2]) \cdot 0.9 \cdot 1.4 \cdot 1 \cdot$$

$$3.837175[\text{Ton}] = \mathbf{4.029033}[\text{Ton}] \quad \text{Eq. D-21}$$

*HighSeismicDesignCategory* ® **False**

$$f V_{cb} = f \cdot V_{cb} = 0.7 \cdot 4.029033[\text{Ton}] = \mathbf{2.820323}[\text{Ton}] \quad \text{Sec. D.3.3.3}$$

Desprendimiento de ancla a corte [Ton] 24.19 0.00 11 - C90.00 ⌚ Eq. D-4,  
Sec. D.3.3.3

$h_{ef} < 2.5[\text{in}] \text{ ® } 120[\text{cm}] < 2.5[\text{in}] \text{ ® } \mathbf{False}$

$$k_{cp} = 2$$

Sec. D.6.3.1

$C_{a1Left} < 1.5 * h_{ef} \text{ ® } 12.5[\text{cm}] < 1.5 * 120[\text{cm}] \text{ ® } \mathbf{True}$

$$C_{a1Left} = C_{a1Left} = \mathbf{12.5}[\text{cm}]$$

Sec. D.5.2.1

$C_{a1Right} < 1.5 * h_{ef} \text{ ® } 67.5[\text{cm}] < 1.5 * 120[\text{cm}] \text{ ® } \mathbf{True}$

$$C_{a1Right} = C_{a1Right} = \mathbf{67.5}[\text{cm}]$$

Sec. D.5.2.1

$C_{a2Top} < 1.5 * h_{ef} \text{ ® } 12.5[\text{cm}] < 1.5 * 120[\text{cm}] \text{ ® } \mathbf{True}$

$$C_{a2Top} = C_{a2Top} = \mathbf{12.5}[\text{cm}]$$

Sec. D.5.2.1

$C_{a2Bot} < 1.5 * h_{ef} \text{ ® } 67.5[\text{cm}] < 1.5 * 120[\text{cm}] \text{ ® } \mathbf{True}$

$$C_{a2Bot} = C_{a2Bot} = \mathbf{67.5}[\text{cm}]$$

Sec. D.5.2.1

$IsCloseToThreeEdges \text{ ® } \mathbf{True}$

$$h_{ef} = C_{amax} / 1.5 = 67.5[\text{cm}] / 1.5 = \mathbf{45}[\text{cm}]$$

Sec. D.5.2.3

$C_{a1Left} < 1.5 * h_{ef} \text{ ® } 12.5[\text{cm}] < 1.5 * 45[\text{cm}] \text{ ® } \mathbf{True}$

$$C_{a1Left} = C_{a1Left} = \mathbf{12.5}[\text{cm}]$$

Sec. D.5.2.1

$C_{a1Right} < 1.5 * h_{ef} \text{ ® } 67.5[\text{cm}] < 1.5 * 45[\text{cm}] \text{ ® } \mathbf{False}$

$$C_{a1Right} = 1.5 * h_{ef} = 1.5 * 45[\text{cm}] = \mathbf{67.5}[\text{cm}]$$

Sec. D.5.2.1

$C_{a2Top} < 1.5 * h_{ef}$  ® 12.5[cm] < 1.5\*45[cm] ® **True**

$$C_{a2Top} = C_{a2Top} = \mathbf{12.5[cm]}$$

Sec. D.5.2.1

$C_{a2Bot} < 1.5 * h_{ef}$  ® 67.5[cm] < 1.5\*45[cm] ® **False**

$$C_{a2Bot} = 1.5 * h_{ef} = 1.5 * 45[cm] = \mathbf{67.5[cm]}$$

Sec. D.5.2.1

$$A_{Nc} = (C_{a1Left} + C_{a1Right}) * (C_{a2Top} + C_{a2Bot}) = (12.5[cm] + 67.5[cm]) * (12.5[cm] + 67.5[cm]) =$$

$$\mathbf{6400[cm^2]}$$

Sec. RD.5.2.1

$$A_{Nco} = 9 * h_{ef}^2 = 9 * 45[cm]^2 = \mathbf{18225[cm^2]}$$

Eq. D-6

$C_{a, min} < 1.5 * h_{ef}$  ® 12.5[cm] < 1.5\*45[cm] ® **True**

$$y_{et, N} = 0.7 + 0.3 * C_{a, min} / (1.5 * h_{ef}) = 0.7 + 0.3 * 12.5[cm] / (1.5 * 45[cm]) = \mathbf{0.755556}$$

Sec. D.5.2.5

*CrackedConcrete* ® **False**

$$y_{, N} = 1.25$$

Sec. D.5.2.6

*IsCastInPlaceAnchor* ® **True**

$$y_{app, N} = 1$$

Sec. D.5.2.7

*IsCastInPlaceAnchor* ® **True**

$$k_c = 24$$

Sec. D.5.2.2

$(IsCastInPlaceAnchor) \text{ and } (IsHeadedBolt) \text{ and } (h_{ef} \geq 11[in]) \text{ and } (h_{ef} \leq 25[in])$  ® (True) and (True) and (45[cm]) >=

11[in]) and(45[cm]<=25[in]) ® **True**

$$N_b = 16 \cdot 1 \cdot (f_d / (1[\text{psi}]))^{1/2} \cdot (h_{ef} / (1[\text{in}]))^{(5/3)} [\text{lb}] = 16 \cdot 1 \cdot (0.25[\text{Ton/cm}^2] / (1[\text{psi}]))^{1/2} \cdot$$

$$(45[\text{cm}] / (1[\text{in}]))^{(5/3)} [\text{lb}] = \mathbf{52.105885}[\text{Ton}] \quad \text{Eq. D-7}$$

$$N_{cb} = (A_{Nd} / A_{Nco}) \cdot y_{ed}, N \cdot y_c, N \cdot y_{cp}, N \cdot N_b = (6400[\text{cm}^2] / 18225[\text{cm}^2]) \cdot 0.755556 \cdot 1.25 \cdot 1 \cdot$$

$$52.105885[\text{Ton}] = \mathbf{17.281269}[\text{Ton}] \quad \text{Eq. D-4}$$

$$V_{cp} = k_{cp} \cdot N_{cb} = 2 \cdot 17.281269[\text{Ton}] = \mathbf{34.562538}[\text{Ton}] \quad \text{Eq. D-30}$$

HighSeismicDesignCategory ® **False**

$$fV_{cp} = f \cdot V_{cp} = 0.7 \cdot 34.562538[\text{Ton}] = \mathbf{24.193777}[\text{Ton}] \quad \text{Sec. D.3.3.3}$$

Desprendimiento de grupo de anclas a corte [Ton] 24.48 0.00 11 - C9 0.00 ⌚ Eq. D-5,

Sec. D.3.3.3

$h_{ef} < 2.5[\text{in}]$  ®  $120[\text{cm}] < 2.5[\text{in}]$  ® **False**

$$k_{cp} = 2 \quad \text{Sec. D.6.3.1}$$

$$A_{Nco} = 9 \cdot h_{ef}^2 = 9 \cdot 26.666667[\text{cm}]^2 = \mathbf{6400}[\text{cm}^2] \quad \text{Eq. D-6}$$

$$A_{Nc} = \min(A_{Nc}, n \cdot A_{Nco}) = \min(5643.75[\text{cm}^2], 4 \cdot 6400[\text{cm}^2]) = \mathbf{5643.75}[\text{cm}^2] \quad \text{Sec. D.5.2.1}$$

$$y_{ec}, N_y = \min(1 / (1 + 2 \cdot e' / (3 \cdot h_{ef})), 1) = \min(1 / (1 + 2 \cdot 4.193121[\text{cm}] / (3 \cdot 26.666667[\text{cm}])), 1) = \mathbf{0.905118} \text{Eq. D-9}$$

$$y_{ec, Nx} = \min (1/ (1 + 2 * e'_N / (3 * h_{ef})), 1) = \min (1/ (1 + 2 * -4.700955[\text{cm}] / (3 * 26.666667[\text{cm}])), 1) = 1 \text{ Eq. D-9}$$

$$y_{ec, N} = y_{ec, Nx} * y_{ec, Ny} = 1 * 0.905118 = \mathbf{0.905118} \quad \text{Eq. D-9}$$

$$c_{a, min} < 1.5 * h_{ef} \text{ @ } 12.5[\text{cm}] < 1.5 * 26.666667[\text{cm}] \text{ @ } \mathbf{True}$$

$$y_{ed, N} = 0.7 + 0.3 * c_{a, min} / (1.5 * h_{ef}) = 0.7 + 0.3 * 12.5[\text{cm}] / (1.5 * 26.666667[\text{cm}]) = \mathbf{0.79375} \quad \text{Sec. D.5.2.5}$$

$$\text{CrackedConcrete} \text{ @ } \mathbf{False}$$

$$y_{c, N} = 1.25 \quad \text{Sec. D.5.2.6}$$

$$\text{IsCastInPlaceAnchor} \text{ @ } \mathbf{True}$$

$$y_{cp, N} = 1 \quad \text{Sec. D.5.2.7}$$

$$\text{IsCastInPlaceAnchor} \text{ @ } \mathbf{True}$$

$$k_c = 24 \quad \text{Sec. D.5.2.2}$$

$$(\text{IsCastInPlaceAnchor}) \text{ and } (\text{IsHeadedBolt}) \text{ and } (h_{ef} \geq 11[\text{in}]) \text{ and } (h_{ef} \leq 25[\text{in}]) \text{ @ } (\text{True}) \text{ and } (\text{True}) \text{ and } (26.666667[\text{cm}] \geq 11[\text{in}]) \text{ and } (26.666667[\text{cm}] \leq 25[\text{in}]) \text{ @ } \mathbf{False}$$

$$N_b = k_c * l * (f_d / (1[\text{psi}]))^{1/2} * (h_{ef} / (1[\text{in}]))^{1.5} [\text{lb}] = 24 * 1 * (0.25[\text{Ton/cm}^2] / (1[\text{psi}]))^{1/2} * (26.666667[\text{cm}] / (1[\text{in}]))^{1.5} [\text{lb}] = \mathbf{22.08255} [\text{Ton}] \quad \text{Eq. D-7}$$

$$N_{cbg} = (A_{Nd} / A_{Nco}) * y_{ec, N} * y_{ed, N} * y_{c, N} * y_{cp, N} * N_b = (5643.75[\text{cm}^2] / 6400[\text{cm}^2]) *$$

$$0.905118*0.79375*1.25*1*22.08255[\text{Ton}] = \mathbf{17.487837}[\text{Ton}]$$

Eq. D-5

$$V_{cpq} = k_{cp} * N_{cbg} = 2*17.487837[\text{Ton}] = \mathbf{34.975674}[\text{Ton}]$$

Eq. D-31

*HighSeismicDesignCategory* ® **False**

$$fV_{cpq} = f * V_{cpq} = 0.7*34.975674[\text{Ton}] = \mathbf{24.482972}[\text{Ton}]$$

Sec. D.3.3.3

---

**Relación de resistencia crítica      0.92**

---

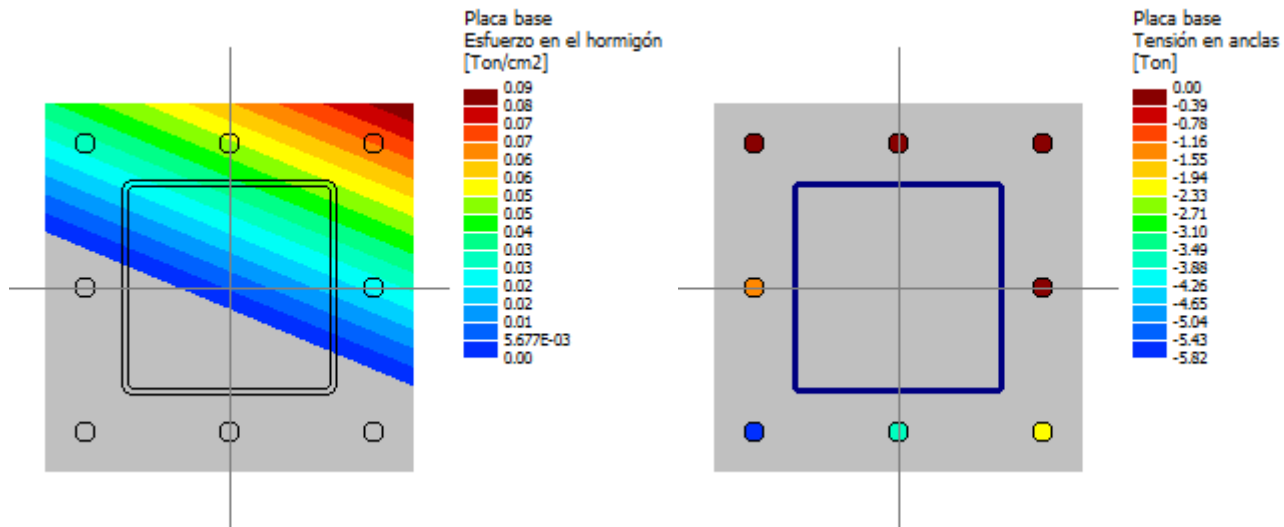
---

**Relación de resistencia crítica global      0.92**

---

## Análisis biaxial

### Máxima compresión (11 - C5)



Máximo esfuerzo en el concreto : 0.08516 [Ton/cm2]

Mínimo esfuerzo en el concreto : 0.00000 [Ton/cm2]

Máxima tensión en las anclas : 5.81528 [Ton]

Mínima tensión en las anclas : 0.00000 [Ton]

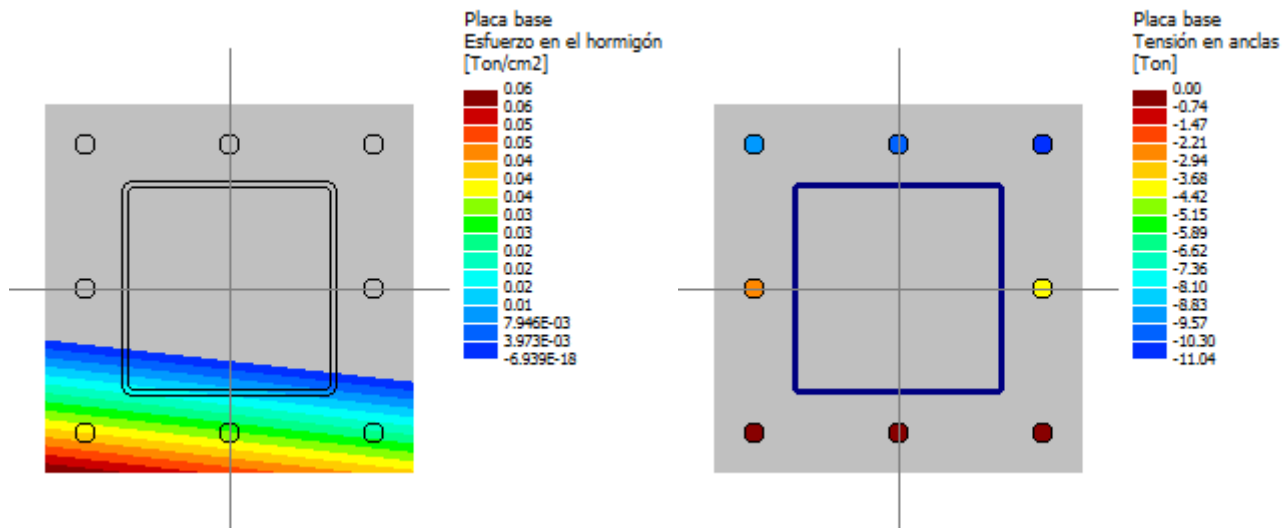
Ángulo del eje neutro : -22.75542

Longitud de aplastamiento : 49.57206 [cm]

### Tensiones en las anclas

Ancla	Transversal [cm]	Longitudinal [cm]	Corte [Ton]	Tensión [Ton]
1	27.50	27.50	-1.11	0.00
2	27.50	0.00	-1.11	0.00
3	27.50	-27.50	-1.11	1.98
4	-27.50	27.50	-1.11	0.00
5	-27.50	0.00	-1.11	1.24
6	-27.50	-27.50	-1.11	5.82
7	0.00	27.50	-1.11	0.00
8	0.00	-27.50	-1.11	3.90

## Máxima tensión (11 - SX)



Máximo esfuerzo en el concreto	:	0.05960 [Ton/cm2]
Mínimo esfuerzo en el concreto	:	0.00000 [Ton/cm2]
Máxima tensión en las anclas	:	11.03928 [Ton]
Mínima tensión en las anclas	:	0.00000 [Ton]
Ángulo del eje neutro	:	173.48063

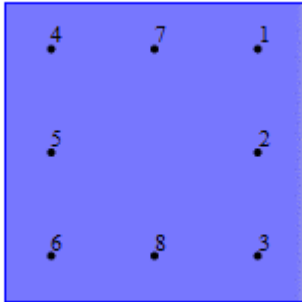
Longitud de aplastamiento : 25.03227 [cm]

### Tensiones en las anclas

Ancla	Transversal [cm]	Longitudinal [cm]	Corte [Ton]	Tensión [Ton]
1	27.50	27.50	0.97	11.04
2	27.50	0.00	0.97	4.21
3	27.50	-27.50	0.97	0.00
4	-27.50	27.50	0.97	9.48
5	-27.50	0.00	0.97	2.65
6	-27.50	-27.50	0.97	0.00
7	0.00	27.50	0.97	10.26
8	0.00	-27.50	0.97	0.00

### Grupos de anclas en el eje mayor

Resultados para arrancamiento en tensión (11 - SX)

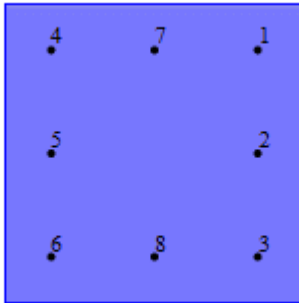


Grupo	Área [cm2]	Tensión [Ton]	Anclas
-------	---------------	------------------	--------

1	6400.00	37.63	1, 2, 4, 5, 7
---	---------	-------	---------------

### Grupos de anclas en el eje menor

Resultados para arrancamiento en tensión (11 - SX)



Grupo	Área	Tensión	Anclas
	[cm <sup>2</sup> ]	[Ton]	

---

1	6400.00	37.63	1, 2, 4, 5, 7
---	---------	-------	---------------

---

## NOTACIÓN

A1: Área de la placa base

A2: Área máxima de la superficie de concreto soportante que es geoméricamente similar y concéntrica a la superficie cargada

A<sub>l</sub>: Área embebida en el concreto de la llave de corte

A<sub>v</sub>: Área proyectada del plano de falla en la cara del pilar sin incluir el área de la llave de corte

A<sub>w</sub>: Área efectiva de la soldadura

A<sub>2</sub>/A<sub>1</sub>: Relación entre el área del soporte de concreto y el área de la placa base

B: Ancho de diseño de la placa base

b<sub>c</sub>: Ancho de la sección de columna

B<sub>cs</sub>: Ancho de la superficie de concreto o el pedestal perpendicular a la dirección de momento de diseño

b<sub>eff</sub>: Ancho efectivo del bloque de compresión

B<sub>eff</sub>: Ancho efectivo de control

b: Ancho de la llave de corte

B<sub>min</sub>: Mínimo ancho de la placa base perpendicular a la dirección del momento

B<sub>v</sub>: Ancho de la superficie proyectada del plano de falla en la cara del soporte de concreto

C<sub>2</sub>: Incremento a la distancia al borde

clug: Distancia de la cara de la llave de corte a la superficie de concreto en dirección paralela al corte

c: Distancia al grupo de soldadura

Dlug: Profundidad de la llave de corte

d: Profundidad de embebido de la llave de corte

Dv: Profundidad de la superficie proyectada del plano de falla en la cara del soporte de concreto

dc: Profundidad de la columna

D: Número de dieciseisavos de pulgada en el tamaño de soldadura

fv: Esfuerzo axial en la soldadura

fb: Fuerza de flexión en la soldadura

f'c: Esfuerzo a compresión del concreto

f: Esfuerzo combinado en soldadura

fc: Carga en la soldadura debido al momento por cantilever

FEXX: Número de clasificación del electrodo

fp: Esfuerzo uniforme de aplastamiento bajo la placa base

fp, max: Máximo esfuerzo uniforme de aplastamiento

fr: Carga resultante en la soldadura de unión entre la llave de corte y la placa base

fv: Fuerza de corte vertical en la soldadura

Fw: Resistencia nominal del metal de soldadura por unidad de área

Fy: Mínimo esfuerzo especificado de fluencia

G: Espesor de la lechada

I: Inercia del grupo de soldadura

L: Distancia entre un anclaje y la sección de columna

l: Dimensión crítica del voladizo en la placa base

Lemin: Distancia mínima al borde

L: Longitud de la soldadura

Lshear: Longitud de la soldadura sometida a corte

l: Variable auxiliar para el cálculo de la dimensión crítica del voladizo

LoadAngleFactor: Factor de ángulo de carga

M: Momento requerido

m: Interfaz de aplastamiento paralela a la dirección de momento

Mlg: Momento requerido por cantiléver en la llave de corte

Mlgu: Resistencia a momento por cantiléver en la llave de corte

Mpl: Flexión en la placa por unidad de ancho

MpM: Flexión por unidad de ancho en la interfaz de aplastamiento para el cantiléver m

MpN: Flexión por unidad de ancho en la interfaz de aplastamiento para el cantiléver n

MpT: Flexión por unidad de ancho en la franja sin rigidizar para la interfaz de tensión

Mstrip: Momento máximo en la franja

Maximum weld load: Máxima carga en la soldadura

edmin: Distancia mínima al borde

N: Longitud de diseño para la placa base

n: Interfaz de aplastamiento perpendicular a la dirección de momento

n': Distancia del alma o ala de columna del voladizo

Ncs: Largo de la superficie de concreto o el pedestal paralelo a la dirección de momento de diseño

Nmin: Minimo largo de la placa base paralelo a la dirección del momento

P: Fuerza axial requerida

Pp: Resistencia nominal de aplastamiento

f: Factor de reducción de resistencia

f: Factores de diseño

fMn: Resistencia permitida o de diseño por unidad de longitud

fRw: Capacidad de la soldadura de filete por unidad de longitud

fPubrg: Resistencia al aplastamiento del concreto para la llave de corte

s: Longitud transversal al corte de la soldadura para la llave de corte

T: Resistencia requerida de tensión en el ancla

tcs: Espesor de la superficie de concreto o altura del pedestal

t: Espesor de la llave de corte

tp: Espesor de la placa

q: Ángulo de carga

V: Carga de corte

Vu: Resistencia al cortante del concreto de frente a la llave de corte

wmin: Mínimo tamaño de soldadura requerida

w: Tamaño de la soldadura

X: Variable auxiliar para el cálculo de la dimensión crítica del voladizo

Abrg: Área de apoyo de la cabeza de un perno o tornillo de anclaje

ANc: Área proyectada de falla en un anclaje solo o en un grupo de anclajes,  
para el cálculo en tensión

ANco: Área proyectada de falla en un anclaje solo cuando no se encuentra limitada por la distancia al borde o el espaciamiento

Ase, N: Área efectiva de la sección transversal del anclaje en tracción

Ase, V: Área efectiva de la sección transversal del anclaje en corte

AVc: Área proyectada de falla en un anclaje solo o en un grupo de anclajes,  
para el cálculo en corte

AVco: Área proyectada de falla en un anclaje solo cuando no se encuentra limitada por la influencia de la esquina, del espaciamiento o del espesor del concreto

ca1: Distancia desde el centro del ancla hasta el borde del concreto

ca2: Distancia desde el centro del ancla hasta el borde del concreto en dirección perpendicular

ca1Left: Distancia desde el centro del ancla hasta el borde izquierdo de la base de concreto

ca1Right: Distancia desde el centro del ancla hasta el borde derecho de la base de concreto

ca2Top: Distancia desde el centro del ancla hasta el borde superior de la base de concreto

ca2Bot: Distancia desde el centro del ancla hasta el borde inferior de la base de concreto

ca2Left: Distancia desde el centro del ancla hasta el borde izquierdo de la base de concreto

ca2Right: Distancia desde el centro del ancla hasta el borde derecho de la base de concreto

camax: Máxima distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del concreto

ca, min: Mínima distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del concreto

CrackedConcrete: Concreto agrietado en cargas de servicio

da: Diámetro exterior de un anclaje o diámetro del fuste del perno con cabeza, del tornillo con cabeza o del perno con forma de gancho

e'N: Distancia entre la resultante de tracción en un grupo de anclajes cargados en tracción y el centroide del grupo de anclajes cargados en tracción

futa: Resistencia especificada a tracción del acero

fya: Resistencia especificada a fluencia en el acero de anclaje

ha: Espesor de un elemento en el que se coloca un anclaje medido paralelamente al eje del anclaje

hef: Profundidad efectiva de embebido del anclaje

IsHeadedBolt: Es perno de anclaje

kc: Coeficiente para la resistencia básica al arrancamiento del concreto

kcp: Coeficiente para la resistencia al arrancamiento

n: Número de anclajes en el grupo

Nb: Resistencia básica al arrancamiento del concreto en tracción de un solo anclaje en concreto fisurado

Ncb: Resistencia nominal al arrancamiento del concreto en tracción de un solo anclaje

Ncbg: Resistencia nominal al arrancamiento del concreto en tracción de un grupo de anclajes

Np: Resistencia a la extracción por deslizamiento por tracción de un solo anclaje en concreto fisurado

Npn: Resistencia nominal a la extracción por deslizamiento de un anclaje en tracción

Nsb: Resistencia nominal al desprendimiento lateral de un solo anclaje

Nsbg: Resistencia nominal al desprendimiento lateral de un grupo de anclajes

f: Factor de reducción de resistencia

$f_{Ncb}$ : Resistencia al arrancamiento del concreto en tracción de un solo anclaje

$f_{Ncbg}$ : Resistencia al arrancamiento del concreto en tracción de un grupo de anclajes

$f_{Npn}$ : Resistencia a la extracción por deslizamiento por tracción de un solo anclaje

$f_{Nsa}$ : Resistencia de un solo anclaje o de un grupo de anclajes en tracción

$f_{Nsb}$ : Resistencia al desprendimiento lateral de un solo anclaje

$f_{Nsbg}$ : Resistencia al desprendimiento lateral de un grupo de anclajes

$f_{Vcb}$ : Resistencia al arrancamiento del concreto por cortante de un solo anclaje

$f_{Vcp}$ : Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo de un anclaje solo

$f_{Vcpg}$ : Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo de un grupo de anclajes

$f_{Vsa}$ : Resistencia a cortante de un solo anclaje o de un grupo de anclajes determinada por la resistencia del acero

$c, N$ : Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en presencia o ausencia de fisuras en el concreto

$c, P$ : Factor de modificación para la resistencia a extracción por deslizamiento con base en presencia o ausencia de fisuras en el concreto

$c_{ype, N}$ : Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes postinstalados utilizados en concreto no fisurado y sin refuerzo suplementario

$c, V$ : Factor de modificación para resistencia a cortante de anclajes con base en la presencia o ausencia de fisuras en el concreto

$yac, N$ : Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en la excentricidad de cargas aplicadas

$red, N$ : Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en la proximidad a los bordes de los elementos de concreto

$red, V$ : Factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes con base en la proximidad a los bordes de los elementos de concreto

$y, V$ : Factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes colocados en elementos de concreto

$s$ : Espaciamiento entre anclajes medido de centro a centro

$s_{min}$ : Espaciamiento mínimo entre anclajes medido de centro a centro

$V_b$ : Resistencia básica al arrancamiento del concreto por cortante de un solo anclaje en concreto fisurado

$f_c$ : Esfuerzo a compresión del concreto

$l_e$ : Longitud de apoyo de la carga de un anclaje para cortante

$HighSeismicDesignCategory$ : Alta categoría de diseño sísmico (i.e. C, D, E o F)

$HasGroutPad$ : Tiene capa de lechada

$l$ : Factor de modificación para concreto ligero

$IsCastInPlaceAnchor$ : Es el ancla instalada en sitio

$IsCloseToThreeEdges$ : Ancla está cerca de tres o más bordes

$V_{cb}$ : Resistencia nominal al arrancamiento del concreto por cortante de un solo anclaje

Vcp: Resistencia nominal al desprendimiento por cabeceo de un anclaje por cortante

Vcpg: Resistencia nominal al desprendimiento por cabeceo de un grupo de anclajes por cortante

Lvc: Longitud proyectada de falla en un anclaje solo o en un grupo de anclajes, para el cálculo en corte

yac, Nx: Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en la excentricidad en el eje x de cargas aplicadas

yac, Ny: Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en la excentricidad en el eje y de cargas aplicadas

SideFaceBlowoutApply: Aplica el desprendimiento lateral

## Capítulo 4. Comportamiento lineal de la placa base sometida a cargas cíclicas

### 4.1 Modelado de la placa base sujeta a fuerzas

Para el modelado de la placa base y su posterior análisis en el rango elástico se determinaron los materiales que fueron empleados para verificar su correcto comportamiento.

El dado de concreto como bien se determinó será de 80 cm X 80 cm y un espesor de 150 cm, concreto con  $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$ ,  $E= 221,359 \text{ kg/cm}^2$ .

Llave de cortante de 15 cm de profundidad, 40 cm de largo en 3.81 cm de espesor, material A-36,  $f_y= 2530 \text{ kg/cm}^2$ , y un módulo de elasticidad  $E=2,100,000 \text{ kg/cm}^2$ .

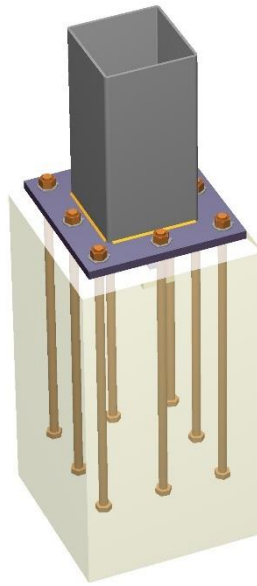
Anclas de acero de diámetro 3.81 cm y profundidad de 125 cm, material A-36,  $f_y= 2530 \text{ kg/cm}^2$ , y un módulo de elasticidad  $E=2,100,000 \text{ kg/cm}^2$ .

Placa base de dimensiones 70 cm x 70 cm y un espesor de 3.81 cm, material: A-36,  $f_y= 2530 \text{ kg/cm}^2$ , y un módulo de elasticidad  $E=2,100,000 \text{ kg/cm}^2$ .

Soldadura E-70XX, cuyo tamaño de soldadura 5/16 para alrededor del perfil metálico, y mismo espesor para la llave de cortante.

El espesor del grout será de 5 cm, cuyo material será ASTM C-109, que da una resistencia a la compresión de  $300 \text{ kg/cm}^2$ .

Columna de perfil HSS 16" x 16 "x ½", material A572 Gr50  $f_y= 3515 \text{ kg/cm}^2$ , y un módulo de elasticidad  $E=2,100,000 \text{ kg/cm}^2$ .

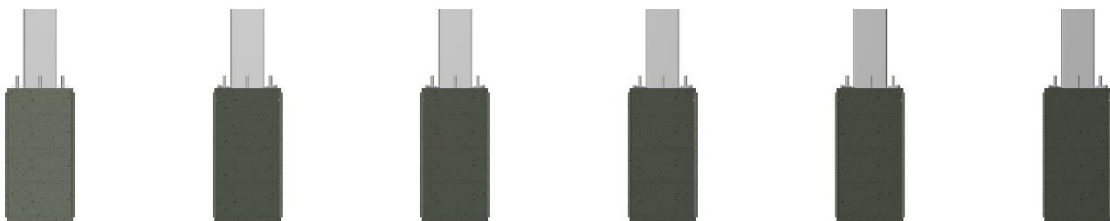


*Figura 4.1 Modelado de placa base*

En la figura 4.1 se muestran los elementos de la placa base que trabajan en conjunto para soportar las cargas y acciones para las cuales fueron diseñadas.

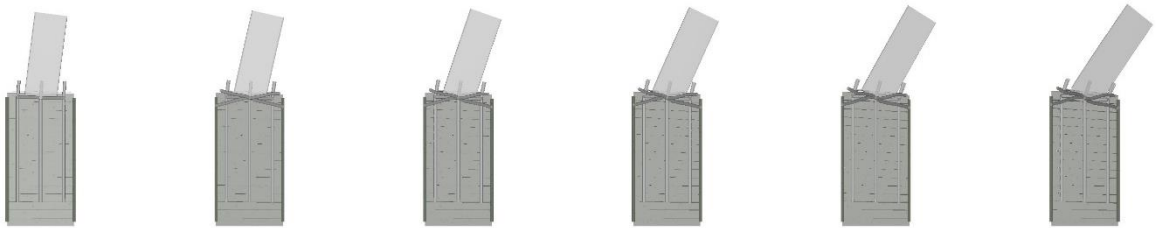
En su concepción la prueba se realizará aplicando una carga en la parte superior de la columna, dicha carga será de 1.2 toneladas inicialmente y se irá incrementando 1.2 toneladas hasta que los elementos que competen la conexión lleguen a su fluencia o en caso del concreto excedamos la resistencia a compresión.

La columna en la cual será aplicada la fuerza tendrá una longitud de 1.00 m.



*Figura 4.2. Especímenes a revisar*

En la figura 4.2 se muestran de izquierda a derecha los especímenes a revisar, empezando con 1.2 toneladas de fuerza actuando en la parte superior de la columna (lado izquierdo) y llegando a las 7.2 toneladas de fuerza en el último espécimen de la derecha, en el cual se espera que se tenga un mayor daño excediendo la fluencia de los materiales.



*Figura 4.3. Deformaciones en los 6 especímenes analizados*

En la figura 4.3 se muestra a grosso modo las condiciones de en las que trabaja la conexión en sus diferentes casos de estudio, tomando en cuenta que las condiciones de apoyo para el dado de concreto son que este se encuentra en un medio infinitamente rígido por lo cual prácticamente se considera nulo el desplazamiento lateral del mismo, sin en cambio este dado sufre punzonamiento por la presión de la columna.

## 4.2 Efectos en los elementos de la placa base una vez aplicada la carga

En este capítulo se analizará cada caso independientemente en sus diferentes elementos de la conexión, identificando los daños o principales esfuerzos en dichos elementos.

### Caso I. Carga de 1.2 toneladas en la parte superior de la columna

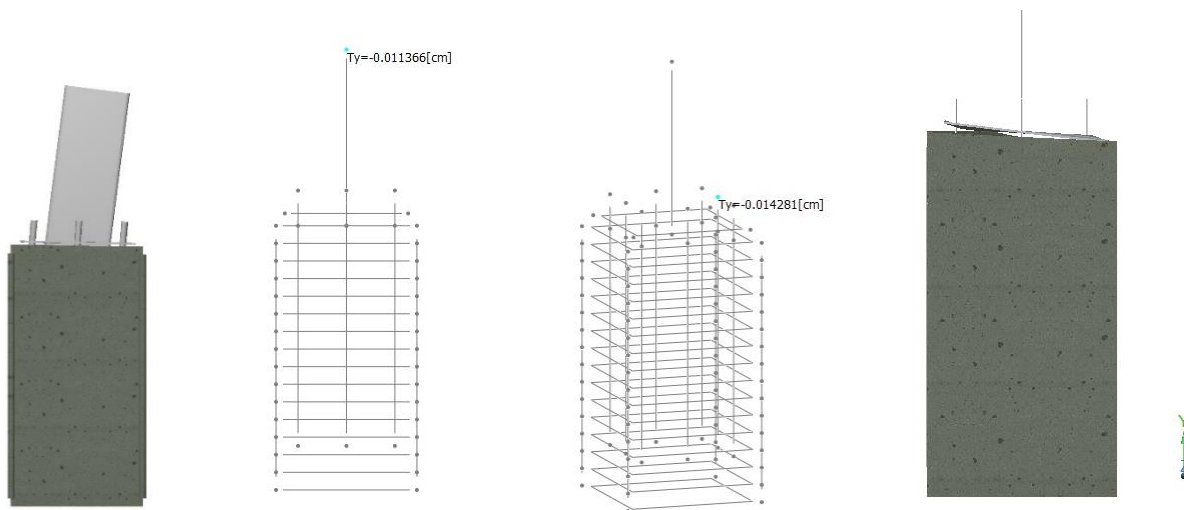


Figura 4.4 Desplazamientos verticales que sufre la conexión

En la figura 4.4 se observa los desplazamientos verticales que sufre la conexión con la carga aplicada, así como el punzonamiento que sufre el concreto por la placa base.

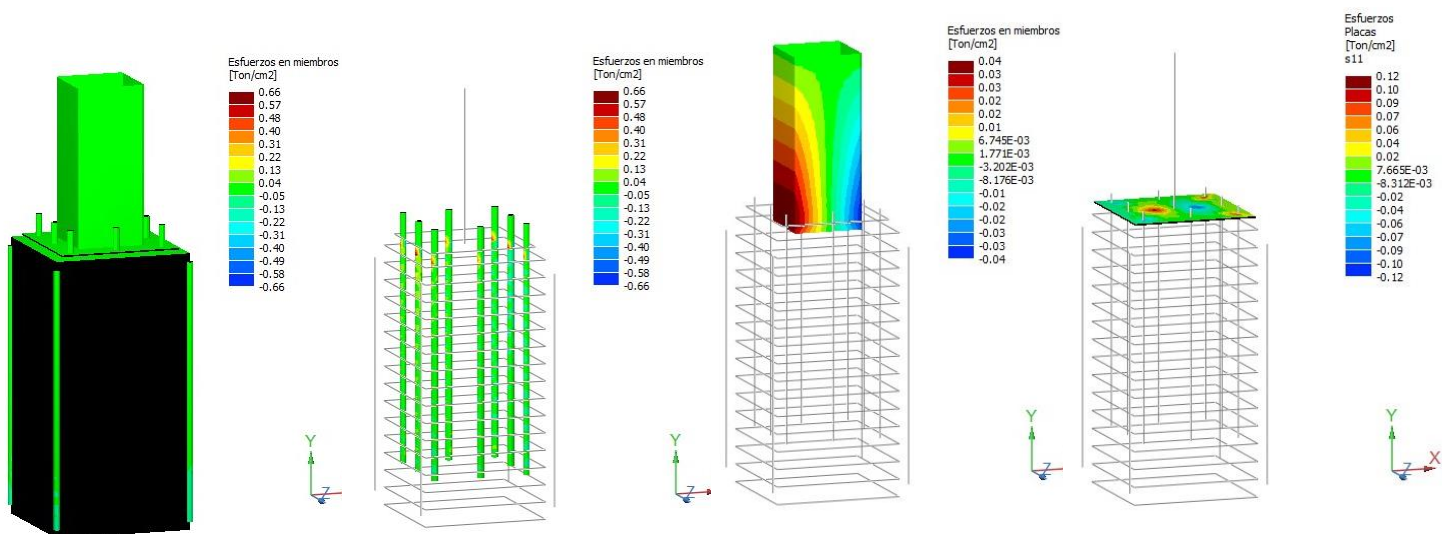


Figura 4.5 Esfuerzos en los elementos de la conexión

En la figura 4.5 se observa que los elementos se encuentran en el rango lineal y aun no sufren ningún daño considerable, las anclas son el elemento mayor esforzados y la placa base comienza a ejercer presión en el dado de concreto.

Caso II. Carga de 2.4 toneladas en la parte superior de la columna

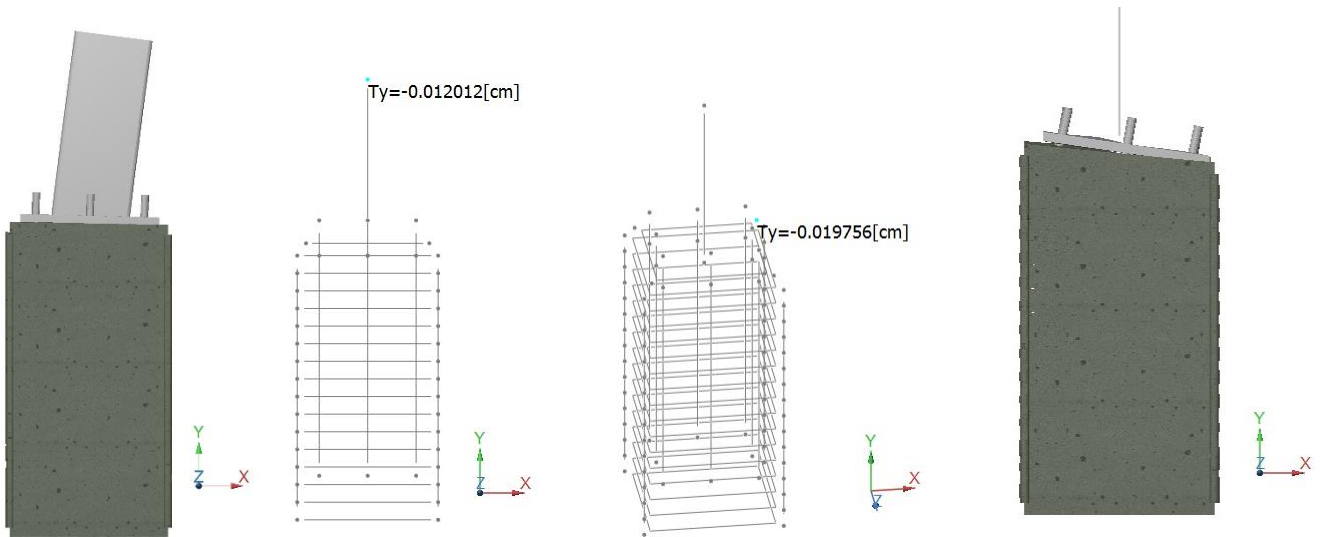


Figura 4.6 Desplazamientos verticales que sufre la conexión

En la figura 4.6 se observan los desplazamientos verticales que sufre la conexión y en la cual es notoria que la placa base está penetrando en el dado de concreto.

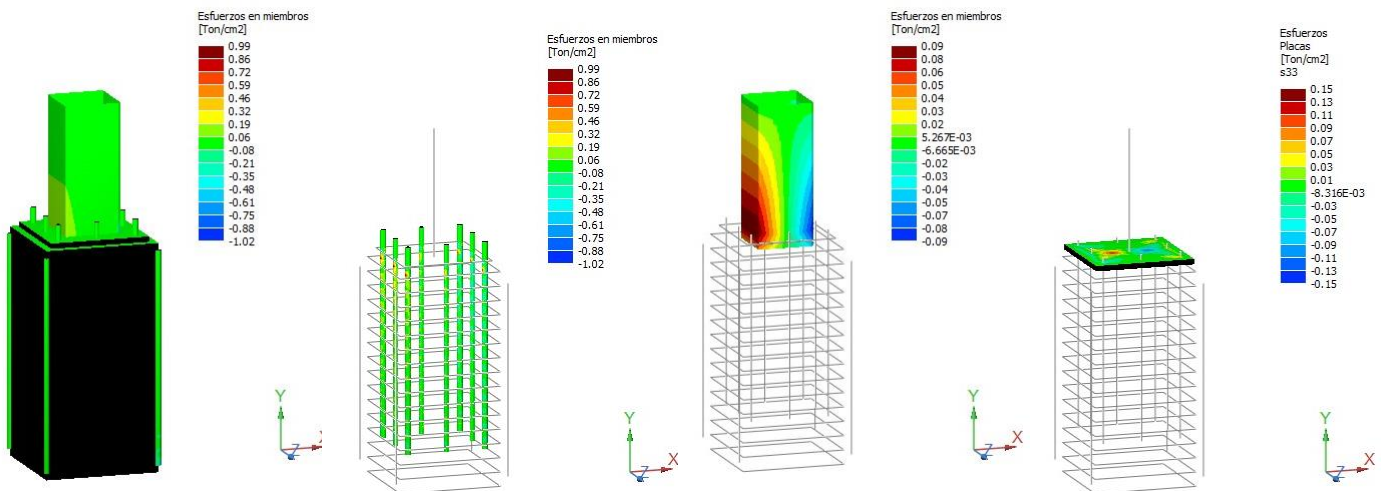


Figura 4.7. Esfuerzos en los elementos de la conexión

En la figura 4.7 se observa que los elementos se encuentran en el rango lineal y aun no sufren ningún daño considerable, las anclas son el elemento mayor esforzados y la placa base comienza a ejercer presión en el dado de concreto estando a  $100 \text{ kg/cm}^2$  por debajo de la resistencia de diseño.

Caso III. Carga de 3.6 toneladas en la parte superior de la columna

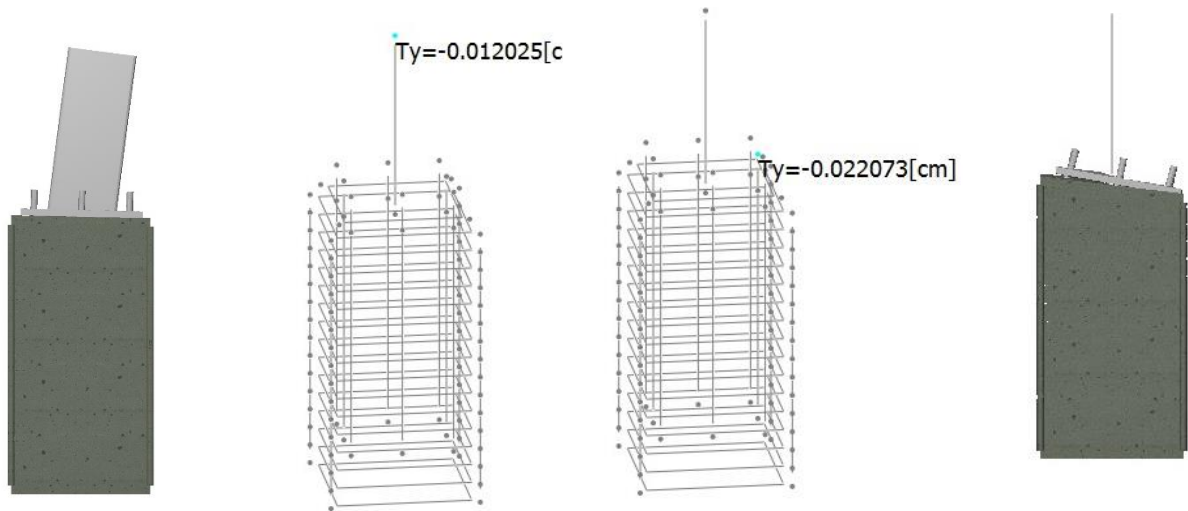


Figura 4.8 Desplazamientos verticales que sufre la conexión

En la figura 4.8 se observan los desplazamientos verticales que sufre la conexión y en la cual es notoria que la placa base está penetrando en el dado de concreto.

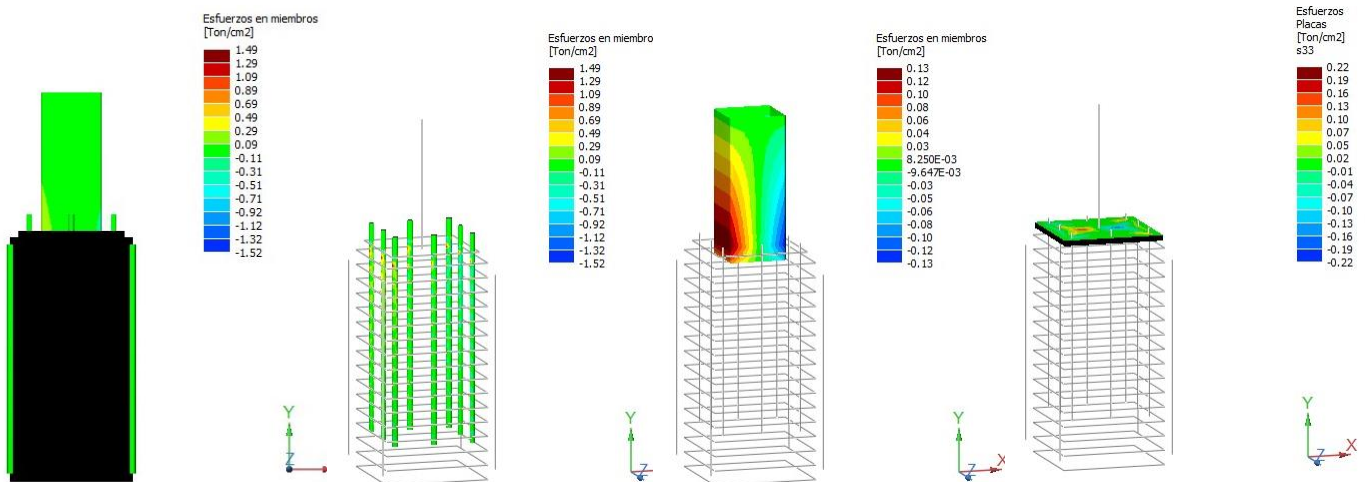


Figura 4.9. Esfuerzos en los elementos de la conexión

En la figura 4.9 se observa que los elementos se encuentran en el rango lineal y aun no sufren ningún daño considerable, las anclas son el elemento mayor esforzados y la placa base comienza a ejercer presión en el dado de concreto estando a 30 kg/cm<sup>2</sup> por debajo de la resistencia de diseño.

Caso IV. Carga de 4.8 toneladas en la parte superior de la columna

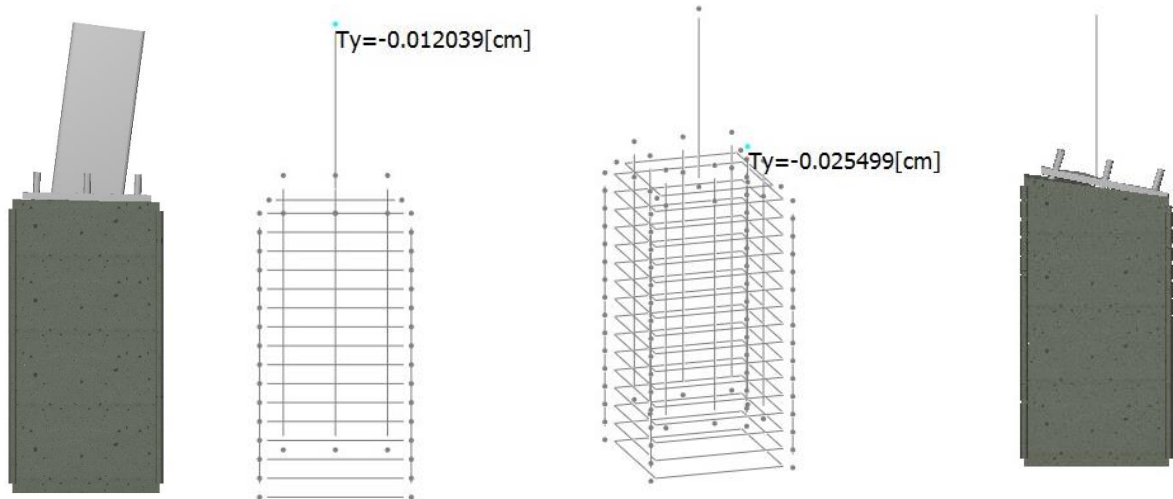


Figura 4.10 Desplazamientos verticales que sufre la conexión

En la figura 4.10 se observan los desplazamientos verticales que sufre la conexión y en la cual es notoria que la placa base está penetrando en el dado de concreto.

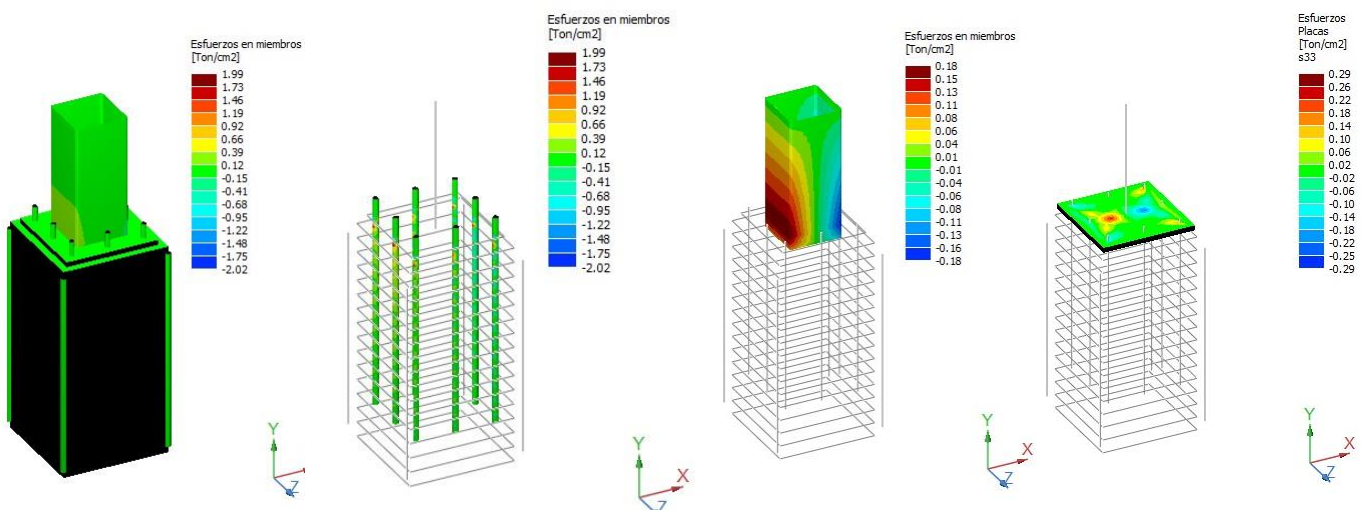


Figura 4.11. Esfuerzos en los elementos de la conexión

En la figura 4.11 se observa que los elementos se encuentran en el rango lineal y aun no sufren ningún daño considerable, las anclas son el elemento mayor esforzados y la placa base comienza a ejercer presión en el dado de concreto estando a 30 kg/cm<sup>2</sup> por arriba de la resistencia de diseño.

Caso V. Carga de 6 toneladas en la parte superior de la columna

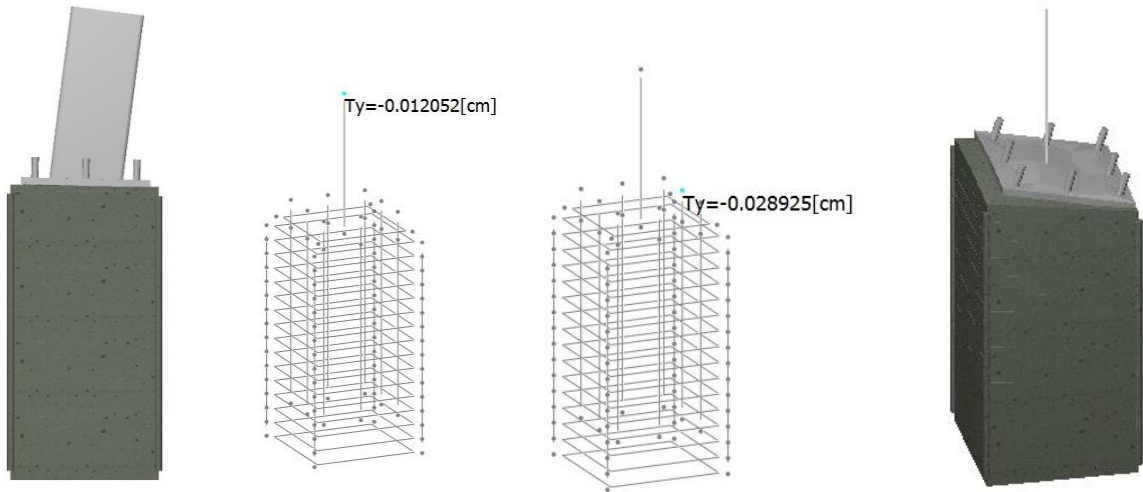


Figura 4.12 Desplazamientos verticales que sufre la conexión

En la figura 4.12 se observan los desplazamientos verticales que sufre la conexión y en la cual es notoria que la placa base está penetrando en el dado de concreto.

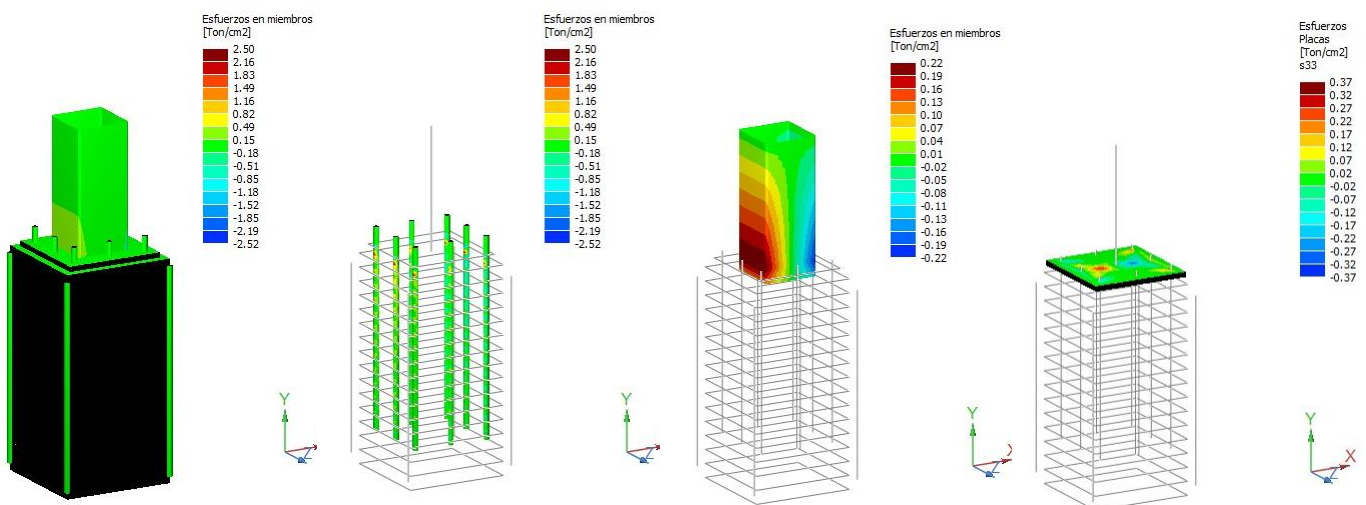


Figura 4.13. Esfuerzos en los elementos de la conexión

En la figura 4.13 se observa que los elementos se encuentran en el rango lineal y aun no sufren ningún daño considerable, las anclas son el elemento mayor esforzados estando al límite y la placa base comienza a ejercer presión en el dado de concreto estando a 120 kg/cm<sup>2</sup> por arriba de la resistencia de diseño.

Caso VI. Carga de 7.2 toneladas en la parte superior de la columna

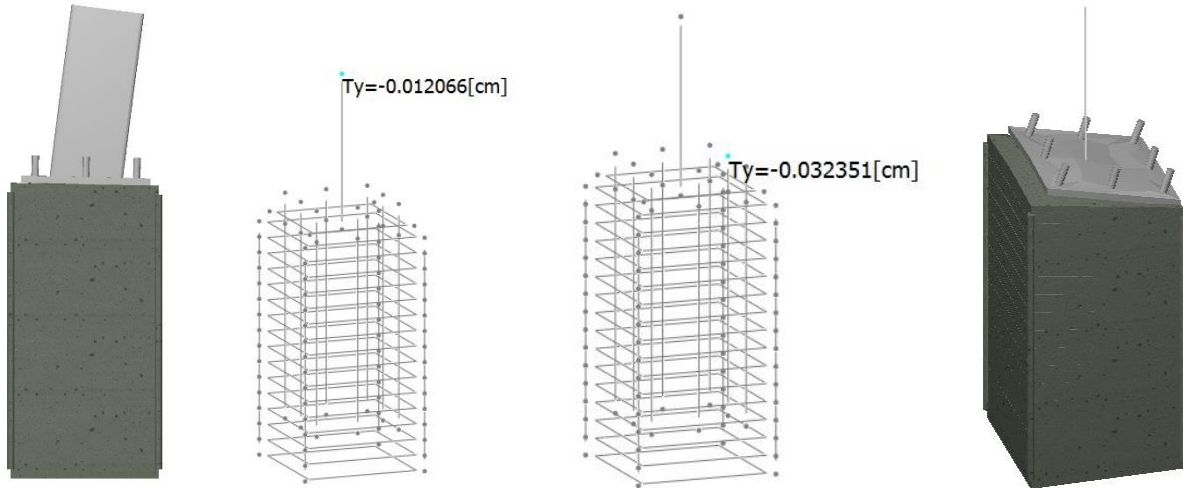


Figura 4.14 Desplazamientos verticales que sufre la conexión

En la figura 4.14 se observan los desplazamientos verticales que sufre la conexión y en la cual es notoria que la placa base está penetrando en el dado de concreto.

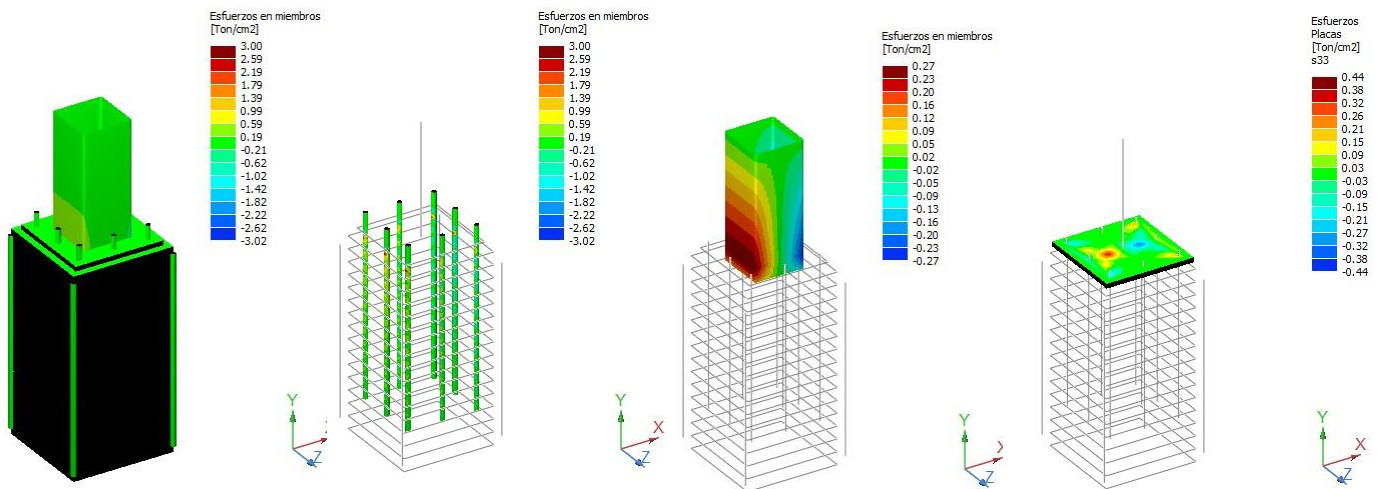


Figura 4.15. Esfuerzos en los elementos de la conexión

En la figura 4.13 se observa que los elementos se encuentran en el rango lineal y aun no sufren ningún daño considerable, las anclas son el elemento mayor esforzados las cuales han sido degolladas en el área de la cuerda donde el área efectiva es menor y la placa base ejerce presión en el dado de concreto estando a  $200 \text{ kg/cm}^2$  por arriba de la resistencia de diseño, con lo cual el concreto ha superado su resistencia y se presentan perdida de sección y material.

## Conclusiones

La placa base se comportó como una conexión rígida, debido a el grosor de la placa base, así que esta placa transfirió los esfuerzos a las anclas haciendo que estas fallaran. Dada esta respuesta se deberá de tener una supervisión adecuada durante el montaje de placa base, vigilando especialmente que las anclas salgan de la parte superior de la placa base al menos el espesor de la tuerca más 3 hilos de rosca. En caso de no cumplir con este requerimiento de hilos fuera de la tuerca se tendrán que analizar soluciones como soldadura de tapón y con las características que AISC determina en su capítulo de soldadura de tapón, esto es una solución de falta de supervisión en montaje de la estructura más no de diseño estructural.

Para una placa base de este grosor lo ideal es colocar un mayor número de anclas perimetrales que nos eviten el arrancamiento de anclas, esto nos permite tener una placa base de menor grosor ya que evita a la deformación de placa base en conjunto con el dado de concreto.

El dado de concreto sufrió pedida de sección debido a que la placa base no se deforme y transfirió todos los esfuerzos al dado y al tener menor resistencia se degrado, es de vital importancia que previo al diseño de la cimentación se elabore el diseño de placa base, en gran parte de los diseños esta geometría gobierna en las dimensiones de los dados de concreto, esto en consecuencia a los bulbos de arrancamiento que generan las anclas para evitar su arrancamiento.

Para el diseño estructural de edicios metálicos ningún elemento tiene menor importancia que otro dentro de su comportamiento. Cada uno de los elementos estructurales funge con una función específica para un adecuado funcionamiento en conjunto. Por tal motivo, como proyectistas estructurales, constructores y

supervisores deben ser cautelosos en el diseño, fabricación y supervisión de cada uno de los elementos. En este caso en específico de placa base y los accesorios que lo engloban.

El uso de softwares asistidos para el diseño de conexiones nos facilita y disminuyen el tiempo de diseño de las conexiones, sin embargo, la suma de las recomendaciones de diseño y la experiencia del proyectista nos llevan a resultados óptimos en el comportamiento de la estructura.

Es de suma importancia que el acero que se emplee como ancla sea de calidad al menos A36, y no varilla corrugada, esto debido al contenido de carbono que contiene una varilla corrugada, provocando socavaciones en las soldaduras de dicha ancla, así como la implementación de la tuerca pesada en la parte inferior del ancla, para generar un mayor bulbo que evite el arrancamiento de las anclas.

## Referencias

- Astaneh, A. & Bergsma, G. (1993). *Cyclic Behavior and Seismic Design of Steel Base Plates*, Proceedings of Structures Congress. EUA: ASCE.
- Bowles, J. E. (1997). *Structural steel design*. EUA: McGraw-Hill Inc.
- DeWolf, J.T. & Ricker, D.T. (1990). Design Guide No. 1, Column Base Plates, Steel Design Guide Series. Chicago, IL: AISC,
- Fisher, J. M., & Kloiber L. A. (2006). *Design Guide No. 1, Base Plate and Anchor Rod Design*, Guide Series, Chicago. IL: AISC.
- McCormac, J. C. (2003). *Structural Steel Desing: LRFD Method*. EUA: Prentice Hall.
- Soto Rodríguez H. & Engelhart M.D. (2005). *Diseño de Conexiones de Acero Estructural*. México: M.I. Héctor Soto Rodríguez, Arq. Ma. Elena Maldonado Porras.