



Universidad Nacional de Rosario

Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura

ESCUELA DE POSGRADO Y EDUCACIÓN CONTINUA

ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Tema:

BASES DE COLUMNAS

Trabajo Final de Carrera

Alumno: Ing. Marcos Benitez

Director: Dr. Ing. Alberto Busnelli

MAYO 2021

ÍNDICE

2.	OBJETIVOS	3
3.	CÓDIGOS	4
4.	COMPONENTES.....	5
5.	MATERIALES	7
6.	MARCO TEÓRICO.....	11
7.	TIPOLOGÍAS EMPLEADAS.....	17
8.	ESTUDIO DE CASO FRECUENTE	24
9.	OBSERVACIONES	44
10.	CONCLUSIONES	49
11.	BIBLIOGRAFÍA.....	50

1. INTRODUCCIÓN

En la práctica profesional realizamos nuestros diseños de estructuras adoptando hipótesis para nuestro cálculo, entre las cuales se hallan las condiciones de vinculación de la estructura al suelo. Definimos entonces en nuestro modelo la capacidad de una conexión de tomar determinadas solicitaciones, relajando las que no deseamos que resista. Una vez calculada la estructura, se procede a realizar la fabricación y montaje de la misma, en base a los planos de detalle confeccionados a tales fines. Debe entonces haber una correlación entre las hipótesis adoptadas y los esquemas de bases diseñados. Se desea investigar los casos comunes en la práctica y el cumplimiento de estas hipótesis de vinculación en las bases realmente ejecutadas.

En el presente trabajo se analiza el caso de estructura metálica, de amplio uso en la actualidad principalmente en industrias, naves de talleres o depósitos y en menor medida en estructuras residenciales.

2. OBJETIVOS

El objetivo de este trabajo es observar las distintas tipologías de apoyos empleadas en la actualidad, y analizar la relación entre la situación hipotética planteada y la real ejecutada.

Se estudia un caso particular de frecuente aparición en la práctica profesional.

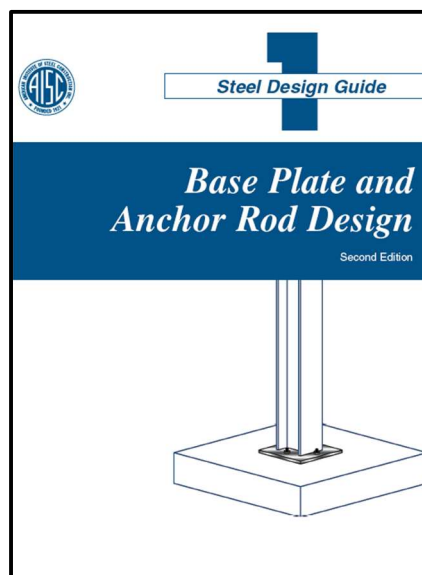
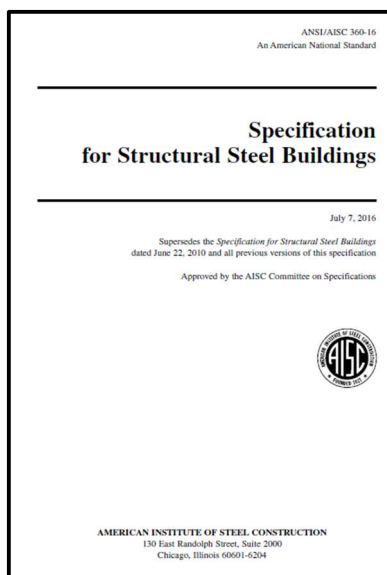
Para lograr esto se estudia en primera instancia el marco teórico de uniones, posteriormente se relevan los sistemas de bases empleadas en la práctica, mostrando los diferentes tipos de apoyos de acuerdo a su funcionamiento.

3. CÓDIGOS

En este trabajo se siguen los lineamientos de los códigos nacionales del **CIRSOC** (Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles) dependientes del **INTI** (Instituto Nacional de Tecnología Industrial).



Estos códigos están basados en las especificaciones estadounidenses editadas por el **AISC** (American Institute of Steel Construction) en conjunto con el **ANSI** (American National Standards Institute). Este organismo, posee a su vez una serie de guías de diseño, las "AISC Steel Design Guide", entre las que se encuentran algunas de valor para el presente estudio.



4. COMPONENTES

En general los componentes principales de la conexión de una base son:

- Columna metálica: recibe las solicitaciones.
- Placa Base: medio de conexión entre la columna y los anclajes, además transmite los esfuerzos al fuste de hormigón.
- Anclajes: encargados de fijar la base y tomar la tracción (y el corte si corresponde).
- Fundación de hormigón: transmite las solicitaciones al suelo.

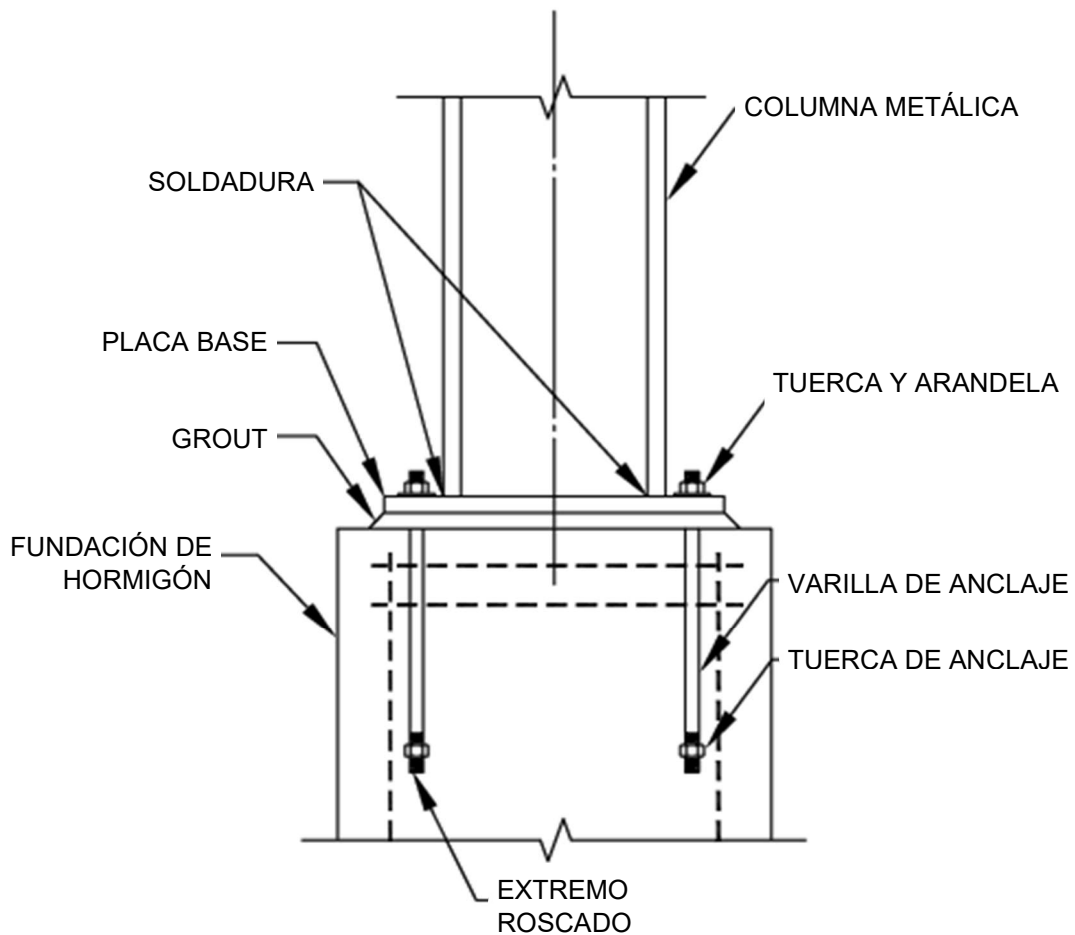


Figura 1 – Componentes de una conexión

Las solicitaciones actuantes sobre una base flexocomprimida generan una cupla reactiva, gracias a la tracción de los anclajes y la compresión del hormigón, como se muestra en la siguiente figura.

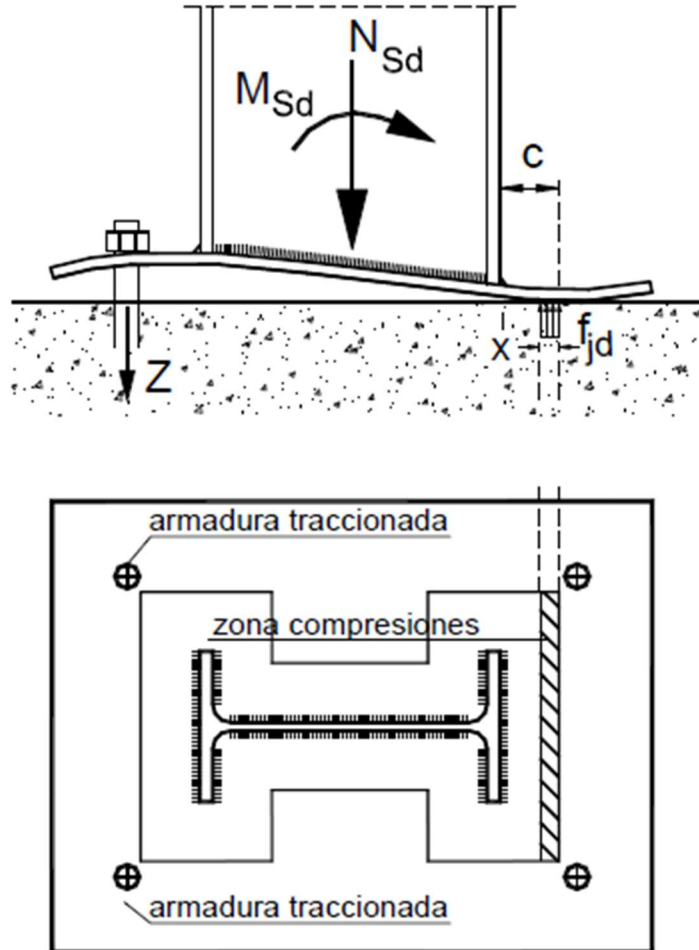


Figura 2 - Acciones y reacciones

5. MATERIALES

Es usual encontrar en la práctica, la bibliografía o al momento de la compra de materiales, distintas especificaciones en cuanto a la calidad de los bulones de anclaje y bulones estructurales. Esto puede llevar a confusiones: por ejemplo, en el caso de no conseguir cierta especificación, emplear un material con una calidad distinta a la necesaria.

A continuación, se resumen las normas más empleadas.

Según los estándares de Alemania, la norma **DIN** (Deustcher Industrie Normen) establece la clasificación de los aceros de acuerdo a sus propiedades como:

	fy (MPa)	fy (ksi)	fu (MPa)	fu (ksi)
DIN 4.6	225	36	400	60
DIN 5.8	380	57	520	74
DIN 8.8	600	92	830	120
DIN 10.9	940	130	1040	150

Según las especificaciones estadounidenses **ASTM** (American Society for Testing and Materials), la norma **F1554** del año 1994 clasifica a los **bulones de anclaje** según las propiedades del siguiente modo:

Grado	fy (MPa)	fy (ksi)	fu (MPa)	fu (ksi)
Gr. 36	248	36	400	58
Gr. 55	380	55	517	75
Gr. 105	724	105	862	125

También la **ASTM** posee la norma **A307** que clasifica a los **bulones estructurales** según las propiedades del siguiente modo:

Grado	fy (MPa)	fy (ksi)	fu (MPa)	fu (ksi)
Gr. A	-	-	413	60 min
Gr. B	-	-	413-690	60-100
Gr. C*	248	36	400-552	58-80

*El grado C ha sido reemplazado por F1554 Gr.36

Asimismo, la **ASTM** redactó la norma **F3125** en el año 2016 donde clasifica a los **bulones estructurales** según las propiedades del siguiente modo:

	fy (MPa)	fy (ksi)	fu (MPa)	fu (ksi)
A325	634	92	827	120
A490	896	130	1034-1193	150-173

En esta norma ya no se hace diferencia en cuanto a las tensiones que se hacía anteriormente en la especificación A325 según el diámetro.

De acuerdo a la reglamentación **J429** de la **SAE** (society of automotive engineers), de amplio uso en nuestro país, los bulones son clasificados según las propiedades del siguiente modo:

Grado	Diámetro	fy (ksi)	fy (MPa)	fu (ksi)	fu (MPa)
Gr. 1	1/4" a 1-1/2"	36	248	60	413
Gr. 2	1/4" a 3/4"	57	393	74	510
	mayor a 3/4" a 1-1/2"	36	248	60	413
Gr. 5	1/4" a 1"	92	634	120	827
	mayor de 1" a 1-1/2"	81	558	105	724
Gr. 8	1/4" a 1-1/2"	130	896	150	1034

Estos últimos (SAE) se consiguen con mayor facilidad y a menores costos, haciendo que se utilicen para uniones de baja exigencia, aunque no sean bulones estructurales (bajo responsabilidad del Ingeniero Estructuralista).

A continuación, se determina la equivalencia entre las especificaciones (en cuanto a tensiones) de un modo aproximado.

DIN	ASTM-F1554	ASTM-A307	ASTM-F3125	SAE-J429
4.6	Gr. 36	Gr. C		Gr. 1 / Gr. 2 (>3/4")
5.8	Gr. 55			Gr. 2 (<3/4")
8.8			A325	Gr. 5 (<1")
	Gr. 105			
10.9			A490	Gr. 8

1 ksi = 6,895 MPa

Los grados A y B de la norma ASTM-A307 no se incluyen por no poseer exigida una cierta tensión de fluencia.

Se consiguen también en el mercado aceros de calidad **SAE 1020** y **1045**, de variables características de acuerdo al fabricante. Esto se debe a que las normas SAE 1020 y 1045 son normas de requerimientos químicos, donde se especifican los contenidos de carbono y demás elementos componentes, pero no las características mecánicas. Por esto deben siempre consultarse los parámetros mecánicos con los fabricantes. En la siguiente tabla se indican los valores especificados por un fabricante en particular, a modo de referencia:

	Proceso	fy (MPa)	fu (MPa)
1020	Laminado en caliente	310	400
1045	Laminado en caliente	320	600

El reglamento argentino CIRSOC 301 establece los valores de resistencias de diseño de bulones en la tabla que se replica a continuación.

Descripción de los Bulones	Resistencia a la Tracción		Resistencia al corte en uniones del Tipo Aplastamiento	
	Factor de Resistencia ϕ	Resistencia Nominal, F_{nt} (MPa)	Factor de Resistencia ϕ	Resistencia Nominal, F_{nv} (MPa)
Bulones comunes Tipos A307, ISO 4.6	0,75	260 (a)	0,75	140 (b,e)
Bulones A325, A325M ó ISO 8.8 cuando la rosca no está excluida de los planos de corte		620 (d)		330 (e)
Bulones A325, A325M ó ISO 8.8 con la rosca excluida de los planos de corte		620 (d)		415 (e)
Bulones A490, A490M ó ISO 10.9 cuando la rosca no está excluida de los planos de corte		778 (d)		414 (e)
Bulones A490, A490M ó ISO 10.9 con la rosca excluida de los planos de corte		778 (d)		517 (e)
Partes roscadas que cumplen con los requerimientos de la Sección A.3 , y la rosca no está excluida de los planos de corte		$0,75 F_u$ (a,c)		$0,40 F_u$
Partes roscadas que cumplen con los requerimientos de la Sección A.3 , y la rosca está excluida de los planos de corte		$0,75 F_u$ (a,c)		$0,50 F_u$ (a,c)

Figura 3 – Tabla J.3-2 CIRSOC 301: Resistencias de diseño

En los anclajes de las placas de apoyo al hormigón de las bases, se emplean principalmente dos tipologías según su modo de funcionamiento:

- Anclajes con chapa retén (o cabeza) : La resistencia del sistema se da en función de la falla del cono de hormigón que se desarrolla desde la chapa retén hacia la superficie.
- Varillas roscadas : En este caso el cono de hormigón se forma gracias a la adherencia entre la varilla y el hormigón generada por la colocación de resina epoxy previa a la inserción de la varilla.

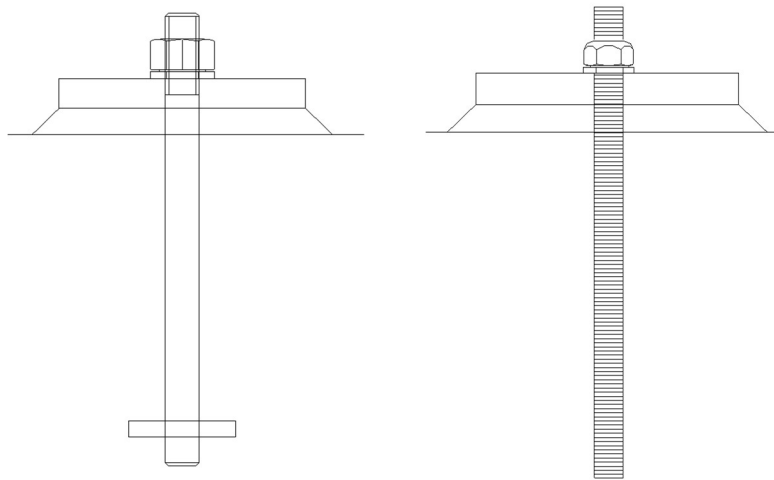


Figura 4 - Anclaje con chapa retén y varilla de anclaje

Para los anclajes corresponde utilizar la norma ASTM-F1554.

6. MARCO TEÓRICO

6.1. CONCEPTO DE RIGIDEZ

La **rigidez de una conexión** es la resistencia rotacional de la misma a un momento aplicado. Esta característica se describe mediante una **curva M- θ** (Momento-Rotación). La pendiente inicial de la curva es un indicador de la rigidez rotacional de la conexión, a mayor pendiente de la curva le corresponde una mayor rigidez rotacional.

El AISC divide a la conexión en tres tipos:

Tipo I - Conexión a momento: La conexión tiene rigidez suficiente para oponerse completamente al giro de la base. Se genera el momento correspondiente.

Tipo II - Conexión simple: La conexión rota libremente, sin desarrollarse momentos, tomando solamente el corte y la sollicitación normal.

Tipo III - Conexión semirrígida: Caso intermedio entre los anteriores, el comportamiento depende de la rigidez rotacional de la conexión.

Otra clasificación en uso es la que determina como **FR** (fully restrained) a las uniones del Tipo I, y como **PR** (partially restrained) a las que no sean FR.

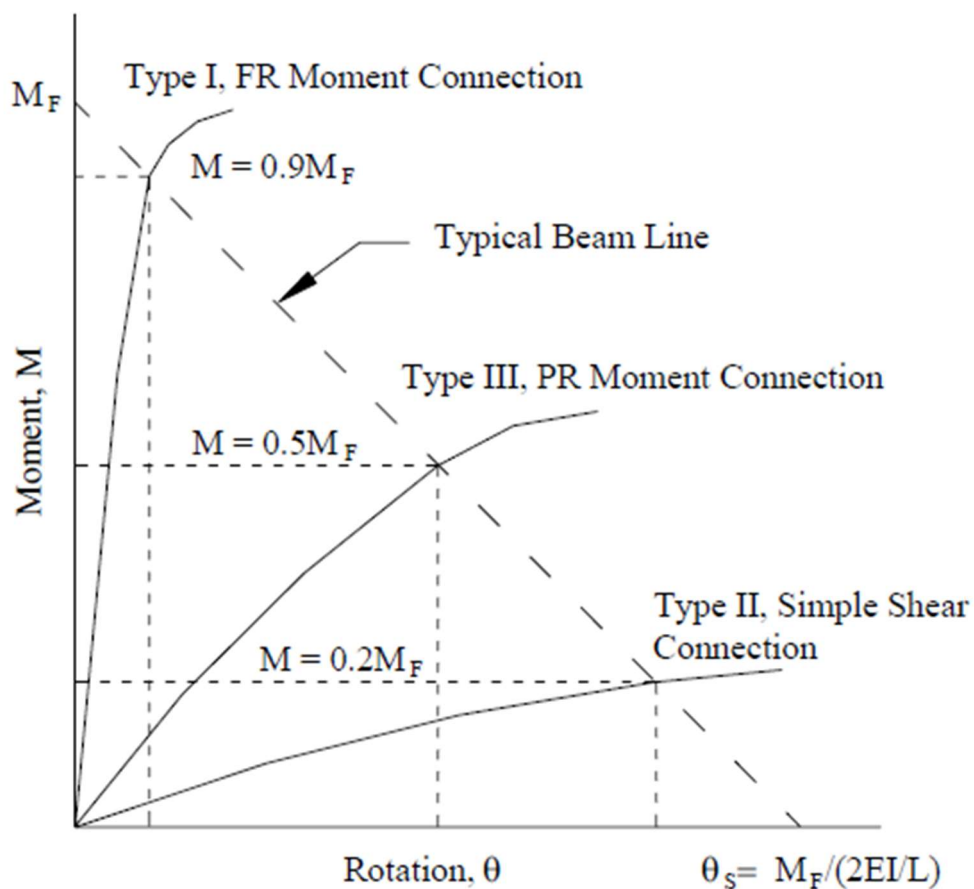


Figura 5 - Relación momento-giro

Tradicionalmente se acepta como Tipo I a la conexión que desarrolla un momento del 90% correspondiente a la fijación perfecta (M_F), y como Tipo II a la que desarrolla un momento menor al 20% de M_F y una rotación de al menos 80% de la correspondiente al caso de viga simplemente apoyada (θ_s).

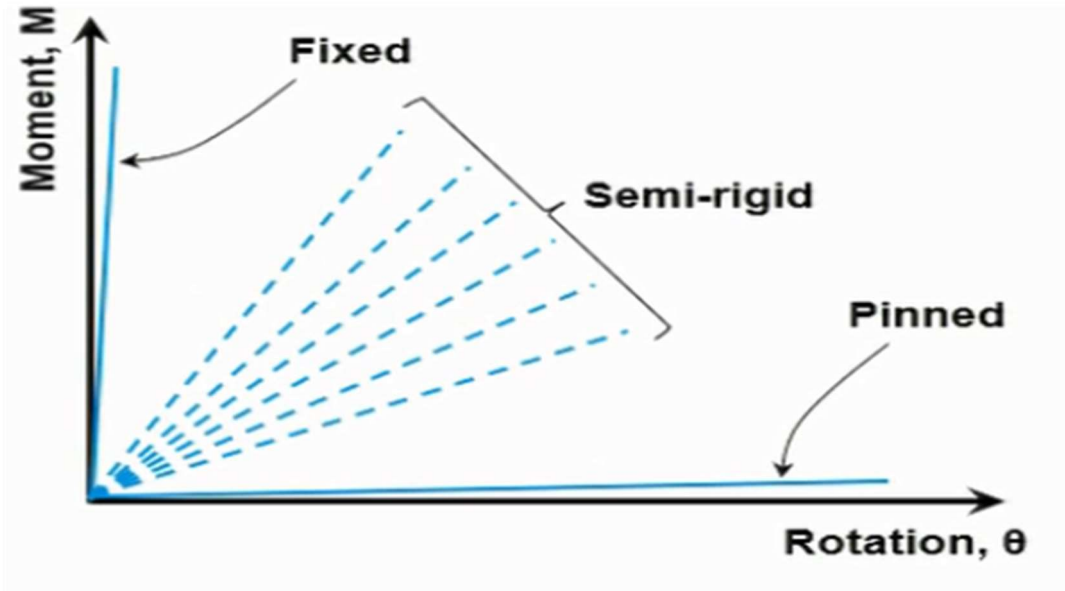


Figura 6 - Casos de vinculaciones

6.2. RIGIDEZ DE LA UNIÓN

Los materiales evidencian un comportamiento no lineal, de modo que presentan una rigidez inicial K_i que no caracteriza adecuadamente a la respuesta de la conexión para niveles de carga de servicio. Por esto se define una rigidez representativa de la conexión K_s , llamada rigidez secante, correspondiente a la respuesta frente a solicitaciones de servicio:

$$K_s = M_s / \theta_s$$

K_s : rigidez secante

M_s : Momento de carga de servicio

θ_s : rotación de carga de servicio

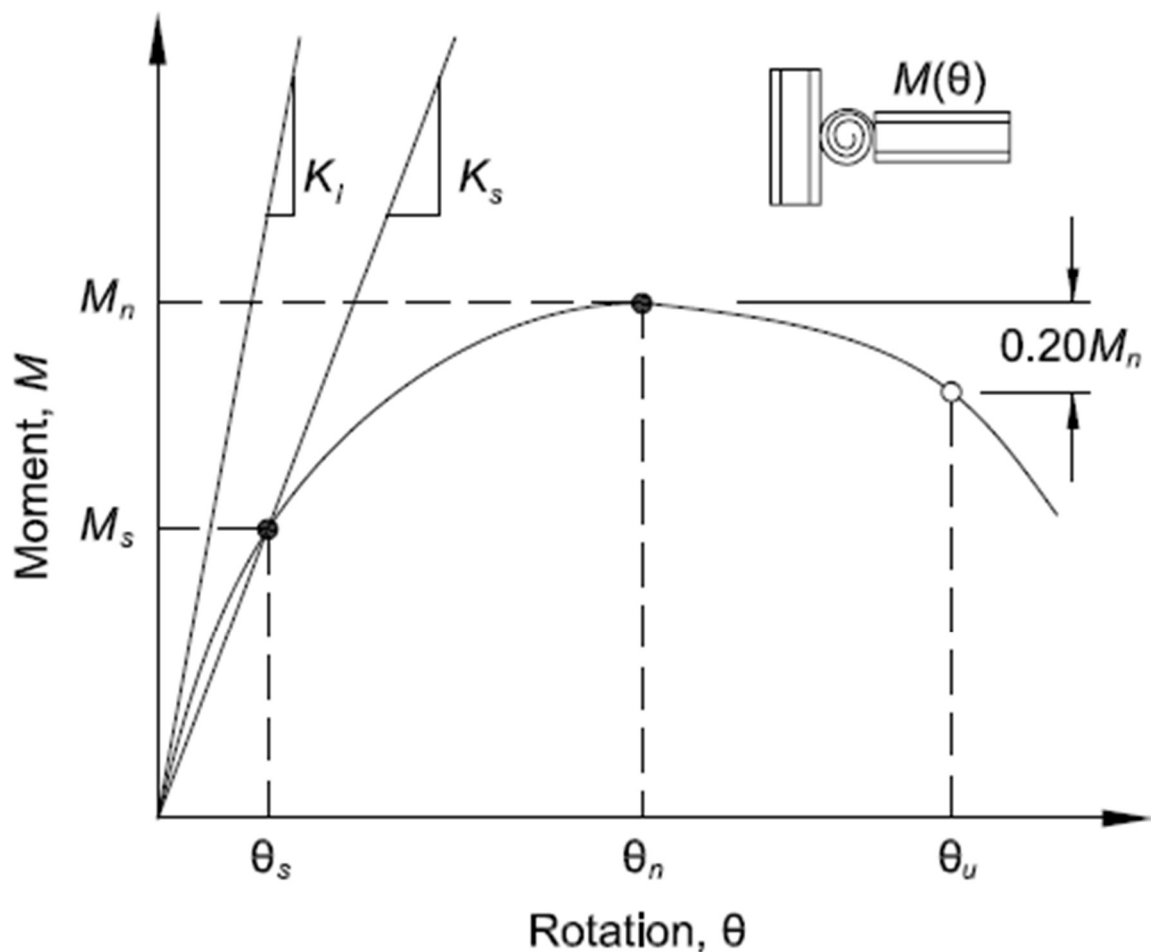


Figura 7 - Rigideces características

El reglamento establece como límite para aceptar el comportamiento de una conexión como empotrada la condición:

$$K_s.L / (E.I) \geq 20$$

Para considerar una conexión como apoyo simple establece un límite superior:

$$K_s.L / (E.I) \leq 2$$

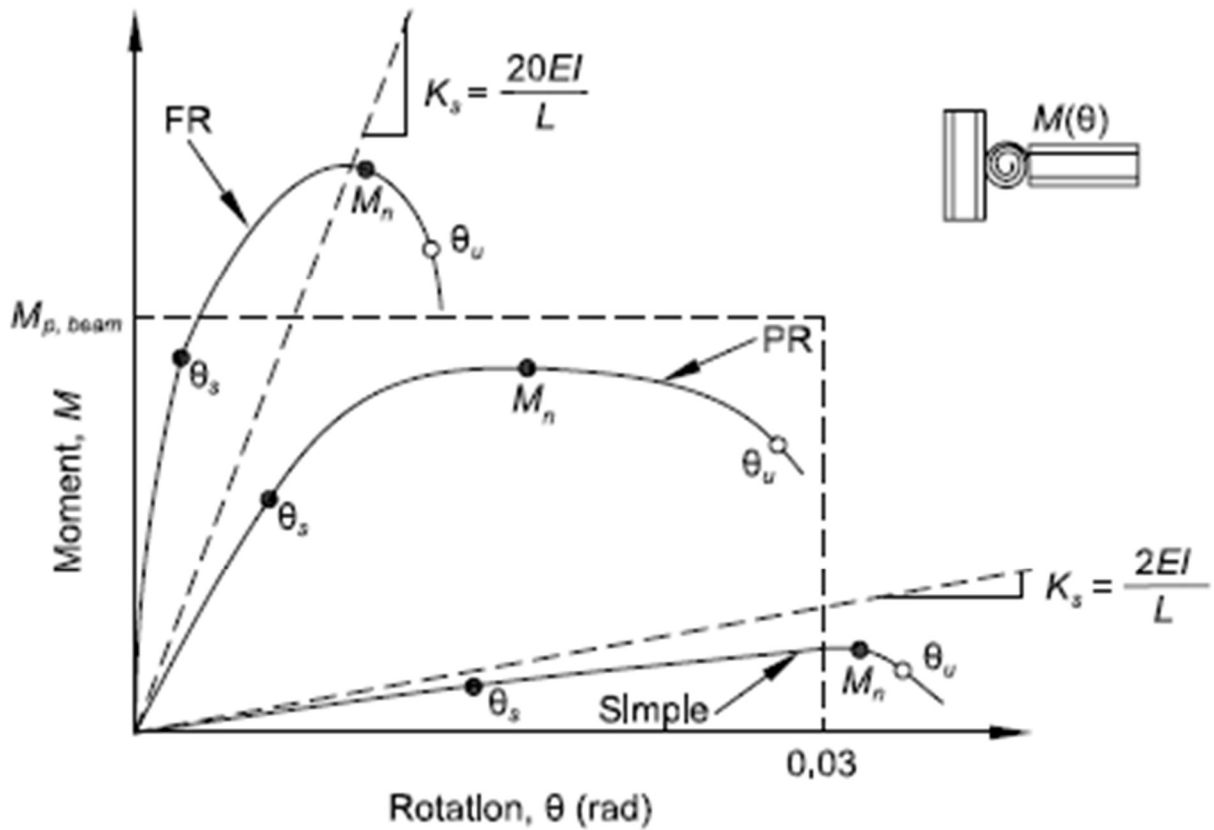


Figura 8 - Límites reglamentarios

De este modo, conociendo la rigidez de la unión y realizando la comparación con los límites reglamentarios, puede determinarse en que situación real se haya nuestra base, y si concuerda con las hipótesis planteadas en el cálculo en cuanto a la vinculación.

6.3. UNIONES VIGA-COLUMNA

Puede establecerse un paralelismo entre las uniones metálicas viga-columna y las vinculaciones de las bases. Se identifican a continuación los casos equivalentes, de uniones rígidas, semirrígidas y simples, en función de la relación momento-rotación.

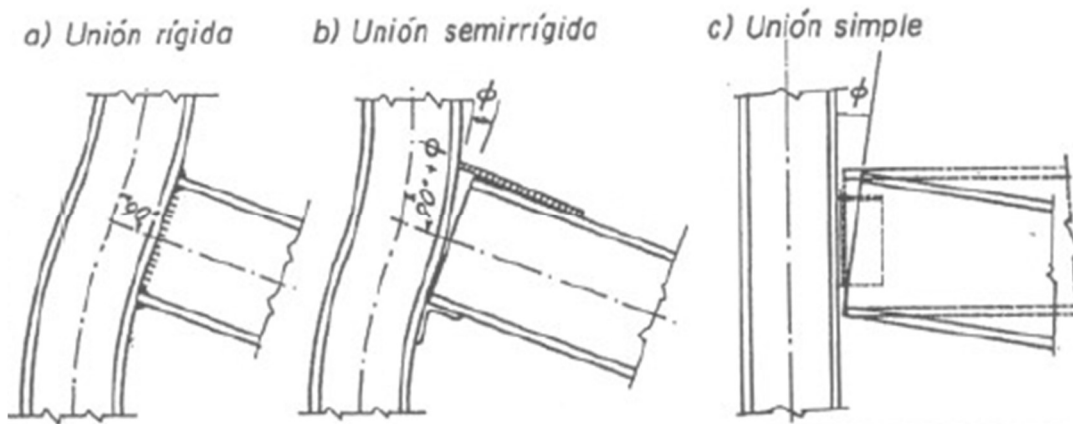


Figura 9 - Modelos de comportamiento de uniones viga-columna

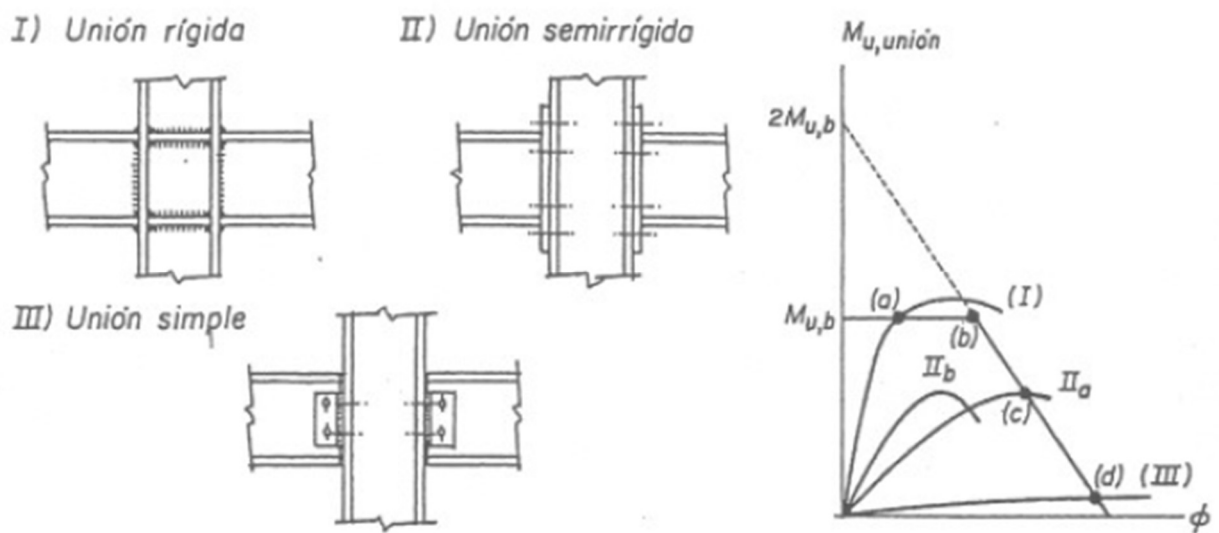


Figura 10 - Curvas momento-rotación

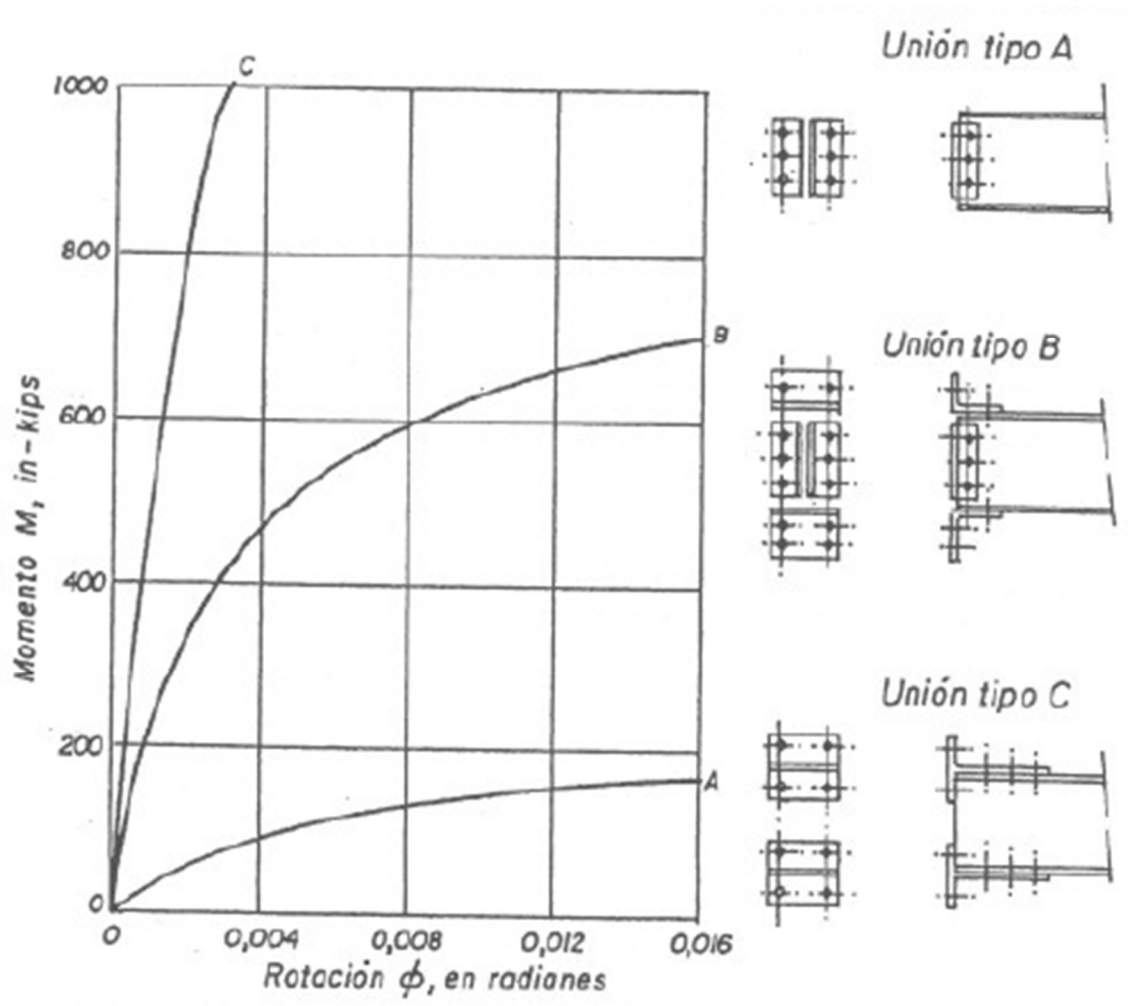


Figura 11 - Curvas obtenidas experimentalmente

7. TIPOLOGÍAS EMPLEADAS

Se esquematizan, a continuación, las tipologías empleadas usualmente en la práctica, de acuerdo a la condición de vínculo planteadas y algunos casos reales. Existe consenso en estos casos en que la relación momento-giro de la vinculación en el caso hipotético se condice con el caso real.

7.1. EMPOTRAMIENTO

Se utilizan para estos casos placas de gran espesor y cartelas. Se colocan los anclajes fuera de la zona de las alas de la columna.

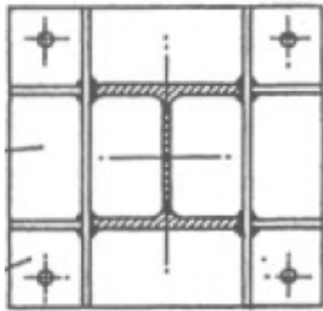


Figura 12 – Empotramiento



Figura 13 - Empotramiento

Cuando el momento a tomar es elevado, el cordón de soldadura entre la columna y la placa base resulta complejo de ejecutar, por lo que se adopta la configuración siguiente:

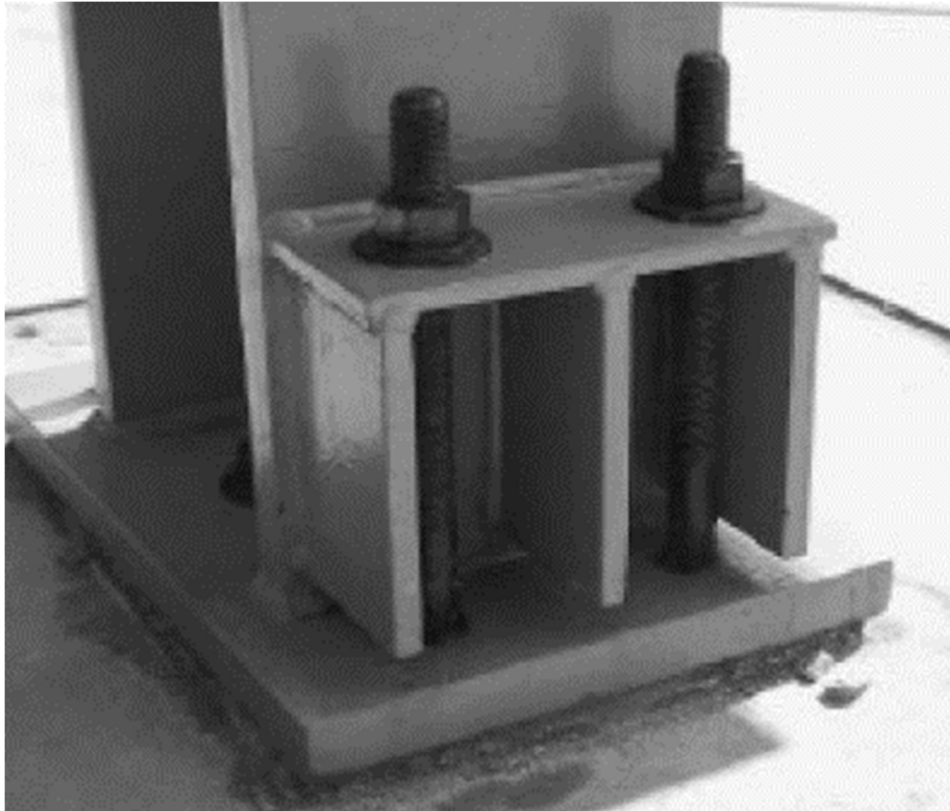


Figura 14 – Empotramiento

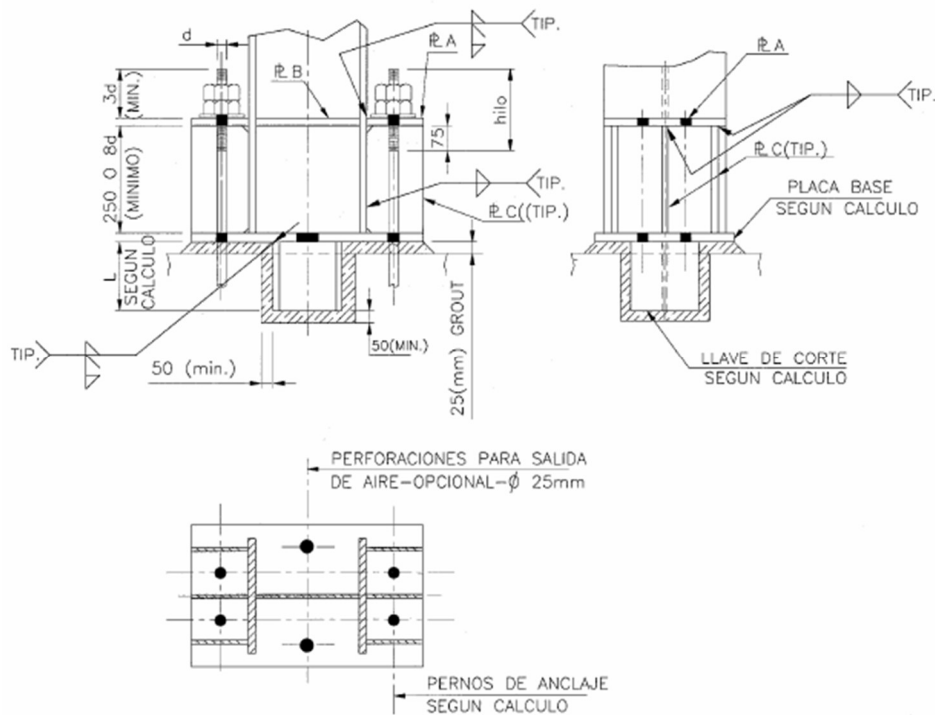


Figura 15 - Empotramiento

7.2. EMPOTRAMIENTO EN UNA DIRECCIÓN

Cuando se requiere ejecutar una base que tome momento en una sola dirección, se colocan los anclajes con un brazo de palanca solamente en la dirección deseada, de modo que no tome el momento de la dirección no deseada.



Figura 16 - Empotramiento en una dirección



Figura 17 - Empotramiento en una dirección



Figura 18 - Empotramiento en una dirección

7.3. ARTICULACIÓN

En este caso, por simplicidad de la unión y economía de fabricación, la práctica común es ubicar los anclajes con poca separación entre ellos, lo más cercano posible al eje neutro del perfil, de manera de disminuir el empotramiento generado en la columna.

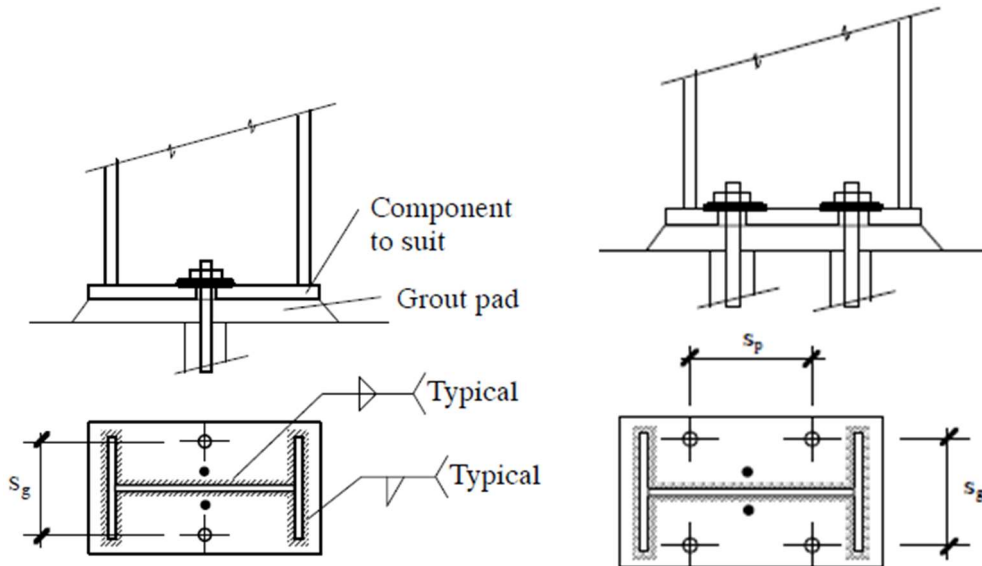


Figura 19 - Esquemas de articulaciones



Figura 20 – Articulación



Figura 21 - Articulación

Otra opción es emplear una placa de delgado espesor, de modo que su deformación otorgue la flexibilidad necesaria para la rotación:



Figura 22 – Apoyo simple



Figura 23 – Apoyo simple

8. ESTUDIO DE CASO FRECUENTE

8.1. ENUNCIACIÓN

Es muy común en la práctica tener que realizar una verificación o agregar cargas a una estructura ya existente, y encontrarnos con una base con 4 anclajes fuera del área de entre alas, sin cartelas y con una placa de un determinado espesor, como se esquematiza en la siguiente figura.

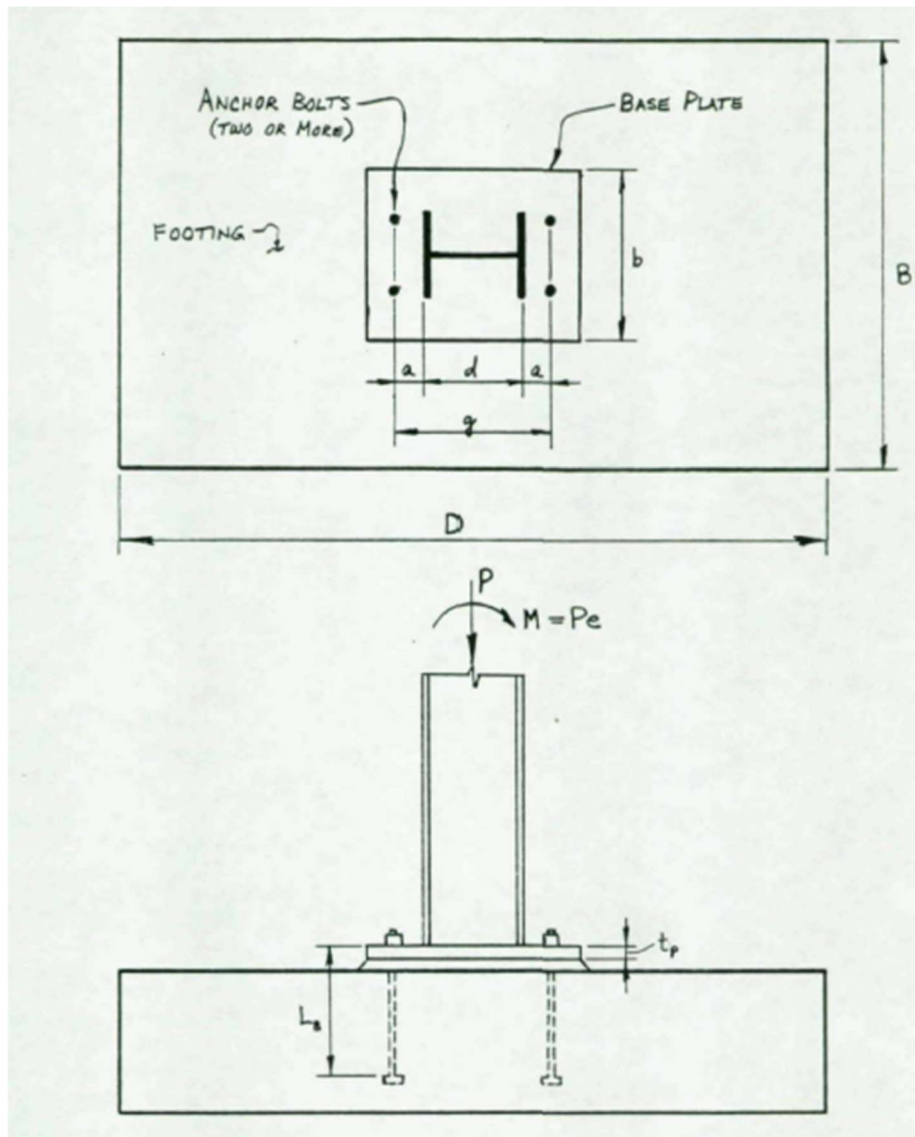


Figura 24 - Base en estudio

Surge entonces la duda de si funcionará la base como un apoyo simple o si será un empotramiento. Un método para determinar el grado de empotramiento de un apoyo fue desarrollado por Donald Cannon, publicado por el AISC, con el título **“Determination of column fixity at column bases”**, y se enuncia brevemente a continuación.

8.2. DESARROLLO DEL MÉTODO

La **rigidez de la base** se define como el momento necesario para que la misma rote un ángulo unitario. La flexibilidad es la inversa de la rigidez.

La rotación antes mencionada depende de los siguientes parámetros:

- Rotación de la fundación
- Elongación de bulones de anclaje
- Flexión de placa de anclaje

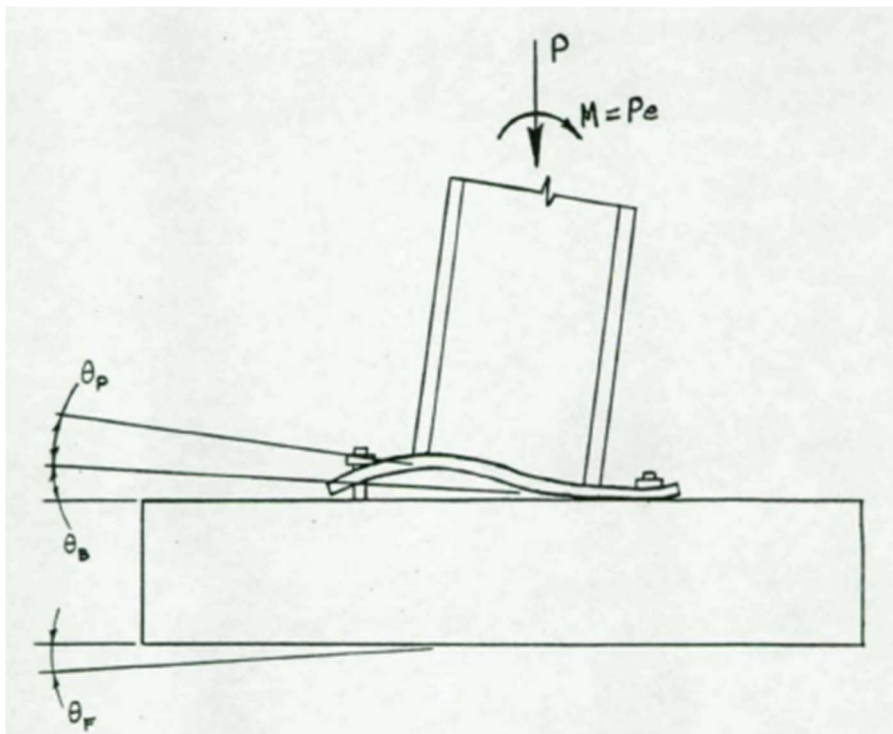


Figura 25 – Parámetro de rotación de la unión

A continuación se desarrollan brevemente cada uno de los parámetros mencionados y se muestran los gráficos de variación de rigidez en función de cada uno de ellos.

8.2.1. ROTACIÓN DE LA FUNDACIÓN

La rotación de la fundación debido al comportamiento elástico del suelo bajo la base puede expresarse como:

$$\theta_F = \frac{Pe}{K_S \cdot I_F}$$

Donde:

$$I_F = \frac{B \cdot D^2}{12}$$

$$K_S = \frac{q}{\Delta_F}$$

Siendo:

θ_F : Rotación de la fundación

K_S : Módulo de reacción de la subrasante

B : Ancho de la fundación

D : Longitud de la fundación

q : Presión de apoyo

Δ : Asentamiento

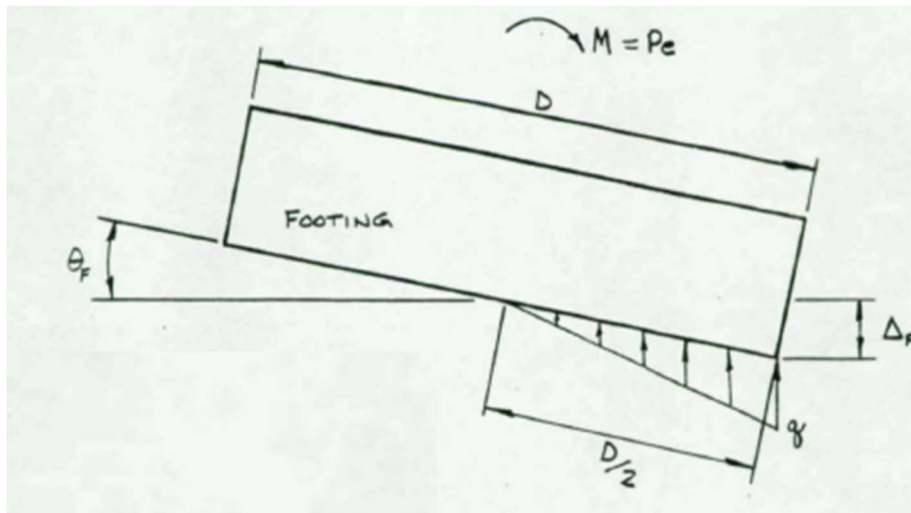


Figura 26 - Rotación de la fundación

En las siguientes figuras se muestra la influencia de la variación de los parámetros de la base en la rigidez del conjunto.

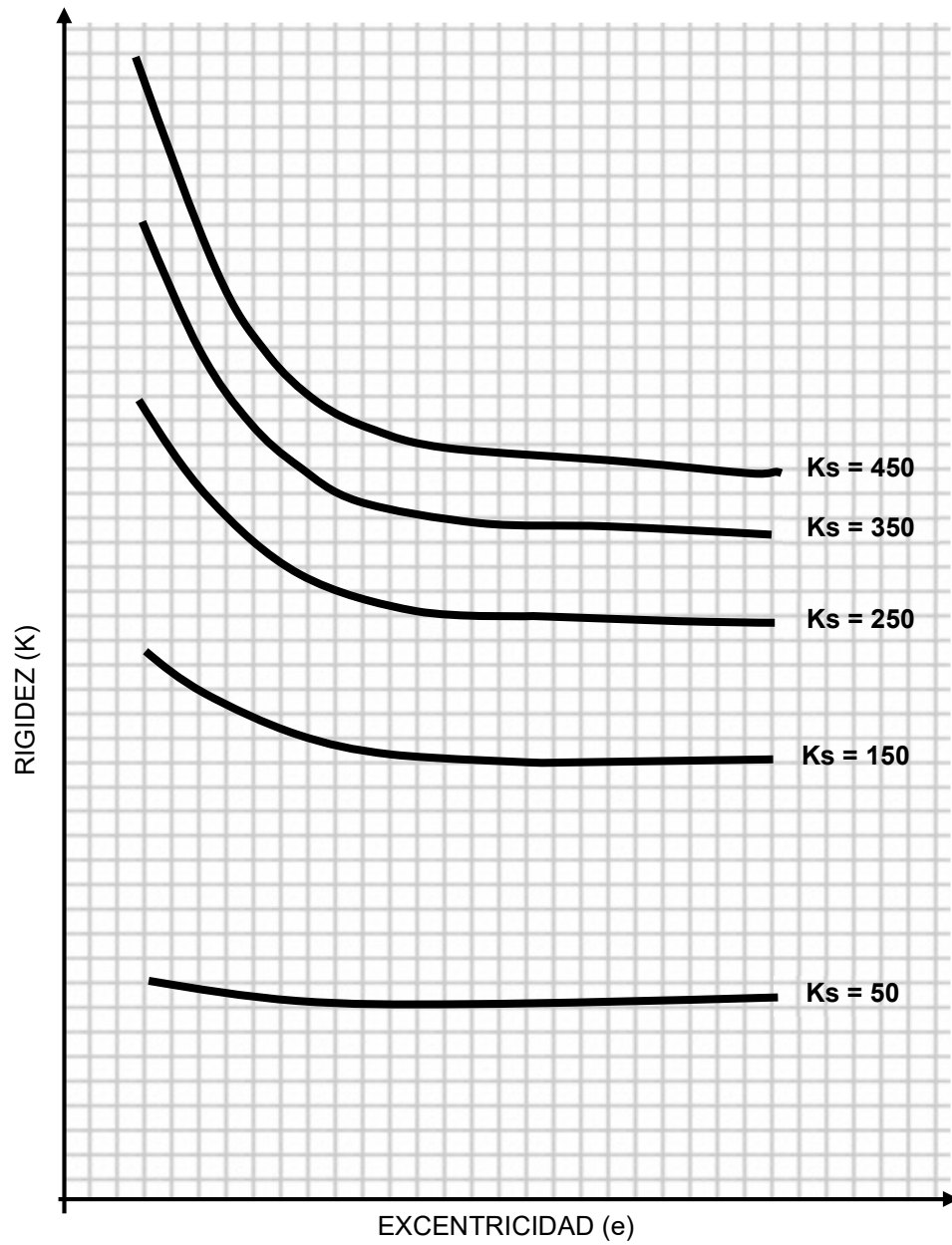


Figura 27 - Relación K_s / K

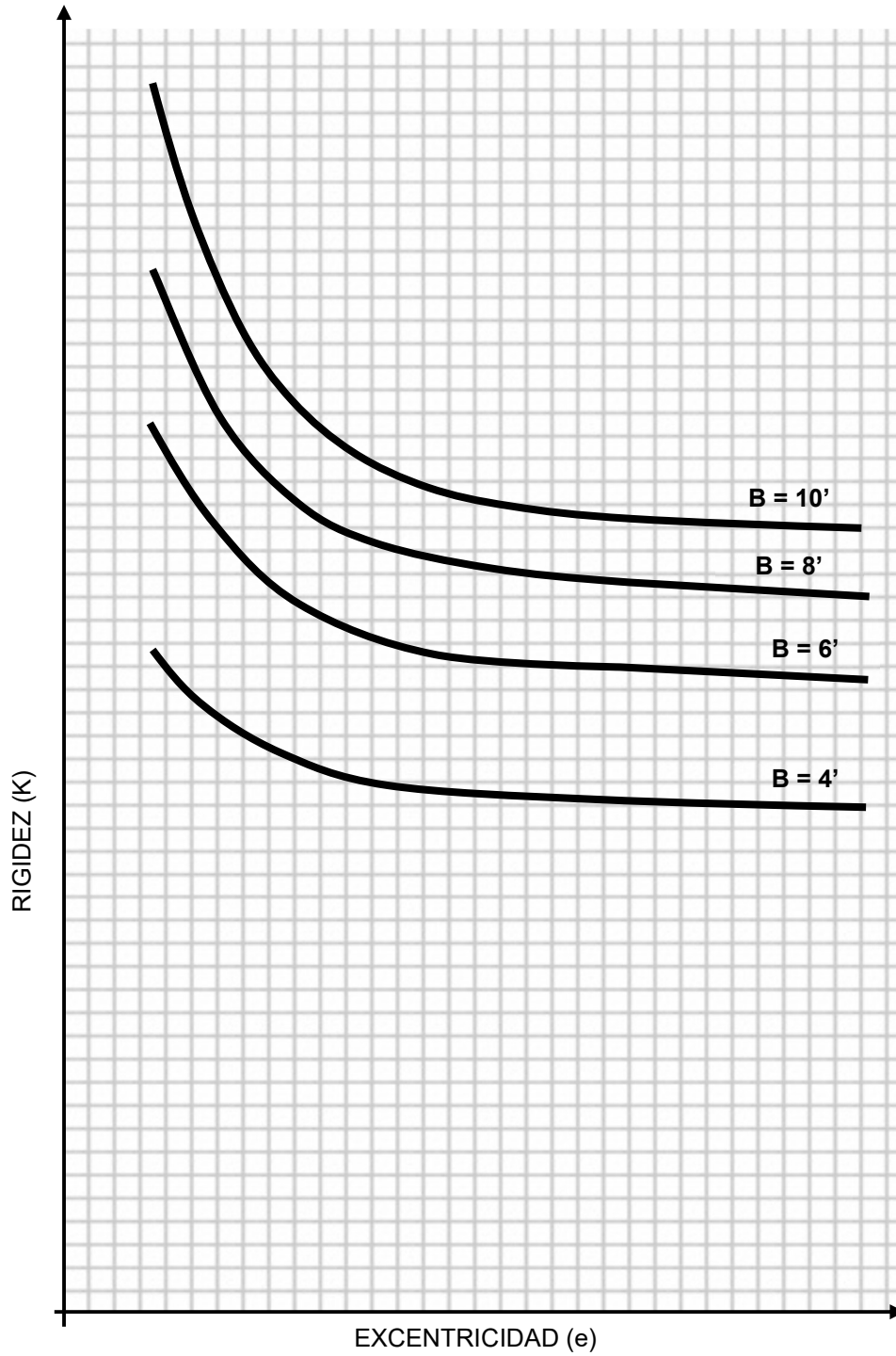


Figura 28 - Relación B / K

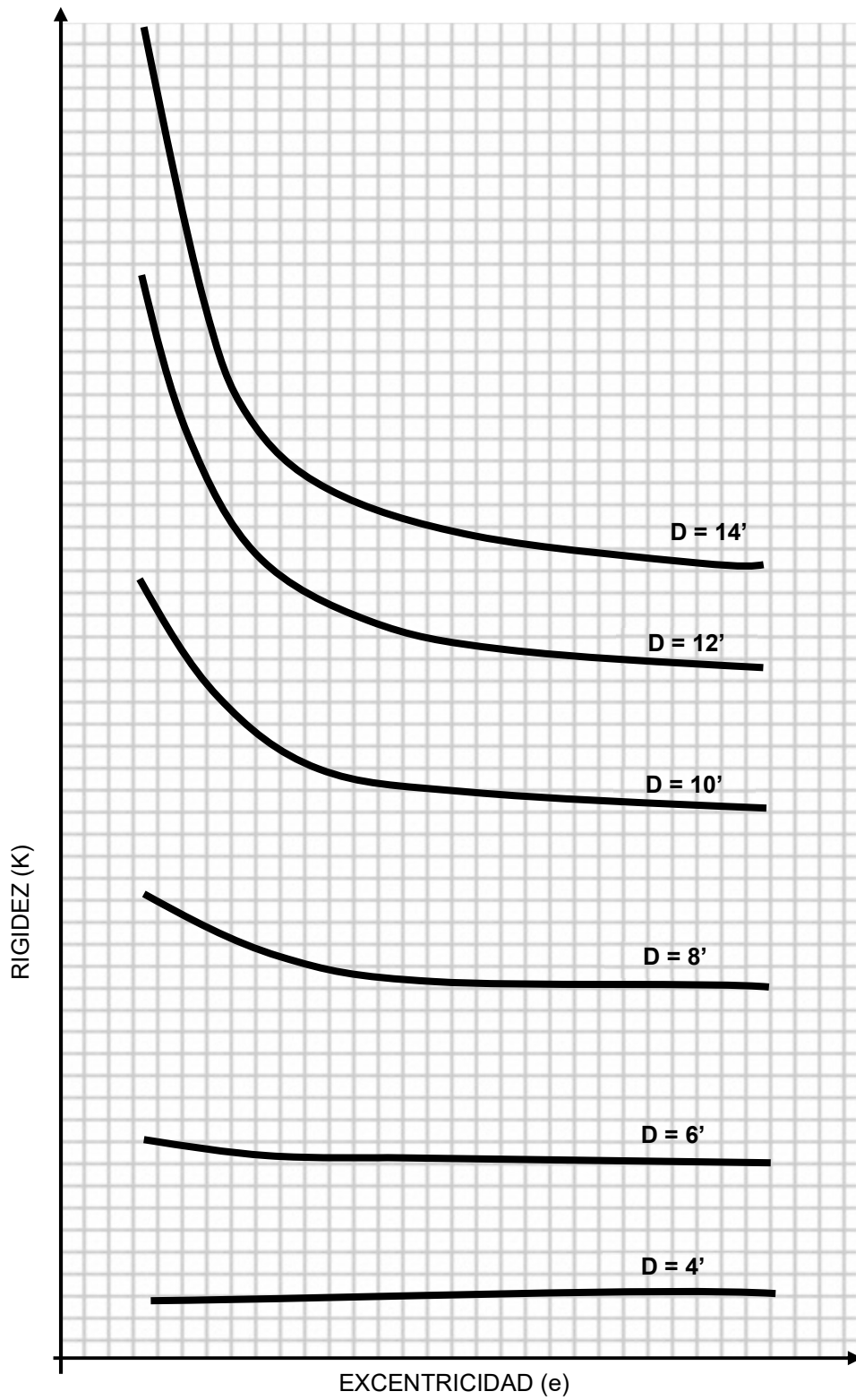


Figura 29 - Relación D / K

8.2.2. ROTACIÓN POR FLEXIÓN DE LA PLACA BASE

La rotación por flexión de la placa base puede expresarse como:

$$\theta_P = \frac{Pe}{E_p \cdot I_p} \cdot \left[\frac{2a^3}{3g^2} + \frac{ad^2}{6\lambda g} \cdot \left(\alpha B_x + \frac{(\alpha - 0,5)}{e} - \frac{1}{g} \right) \right]$$

En la siguiente figura se muestra la influencia de la variación del espesor de la placa base en la rigidez del conjunto.

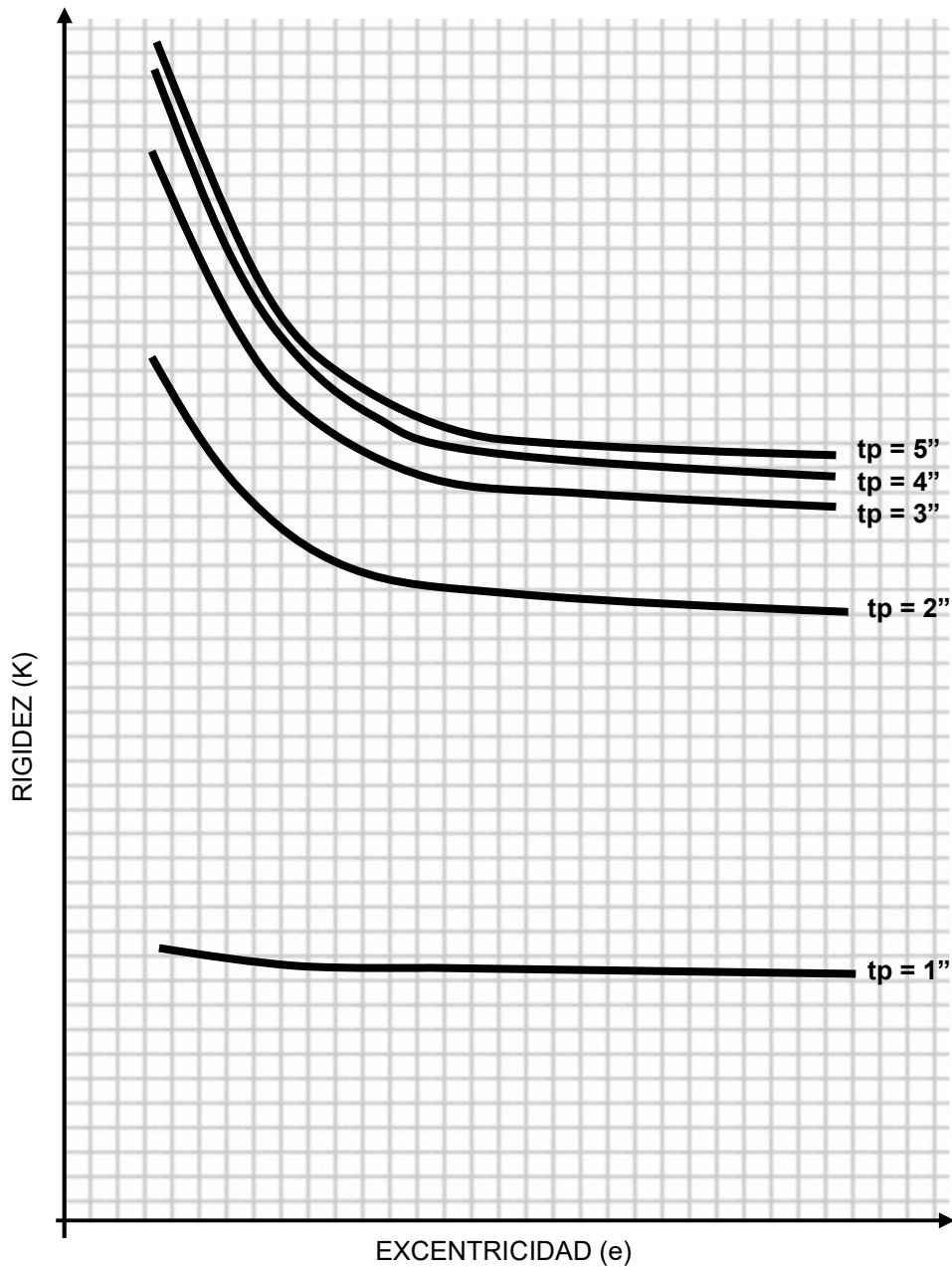


Figura 30 - Relación tp / K

8.2.3. ROTACIÓN POR ELONGACIÓN DE ANCLAJES

La rotación de la base por elongación de los anclajes puede expresarse como:

$$\theta_B = \frac{(2e - g)}{2g^2} \cdot \frac{P \cdot L_B}{A_B \cdot E_B} \geq 0$$

Siendo:

A_B : Área total de anclajes en tensión

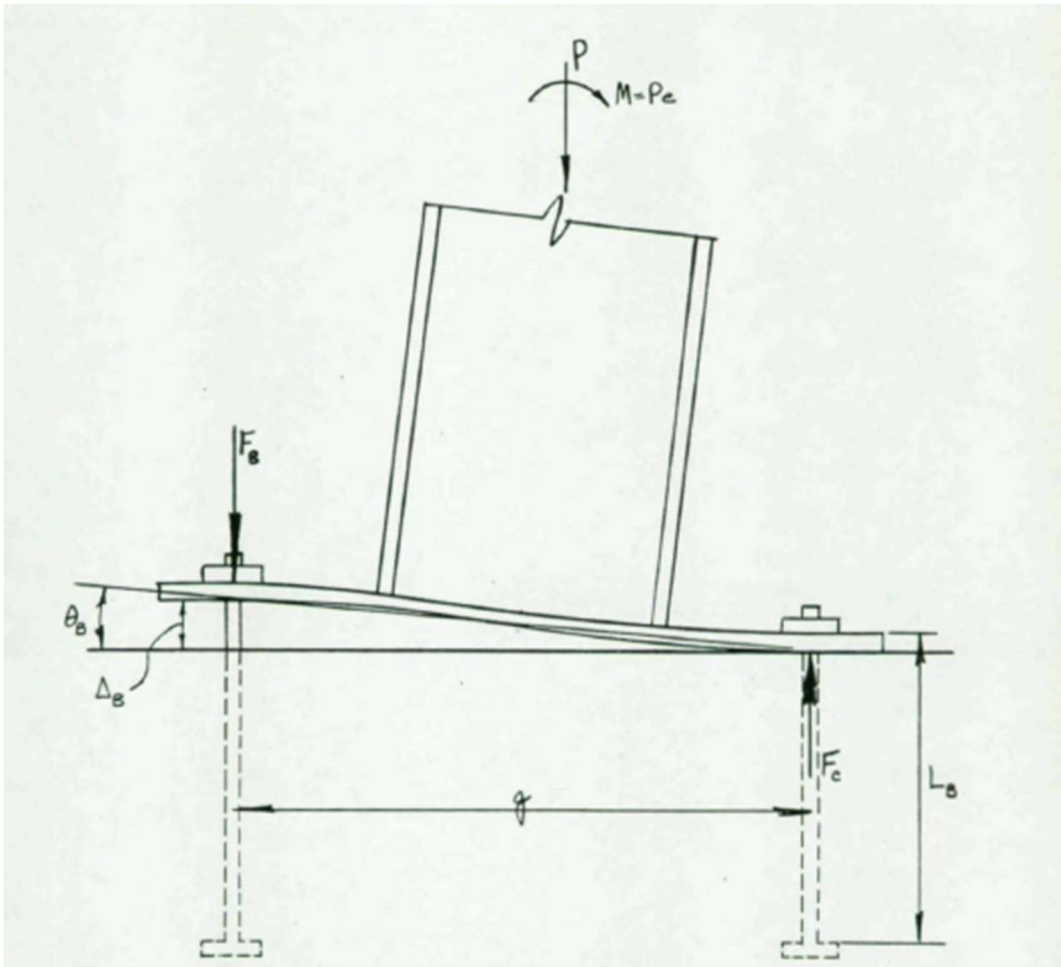


Figura 31 - Rotación por elongación de anclajes

En las siguientes figuras se muestra la influencia de la variación de la longitud de empotramiento y el área total de bulones en la rigidez del conjunto.

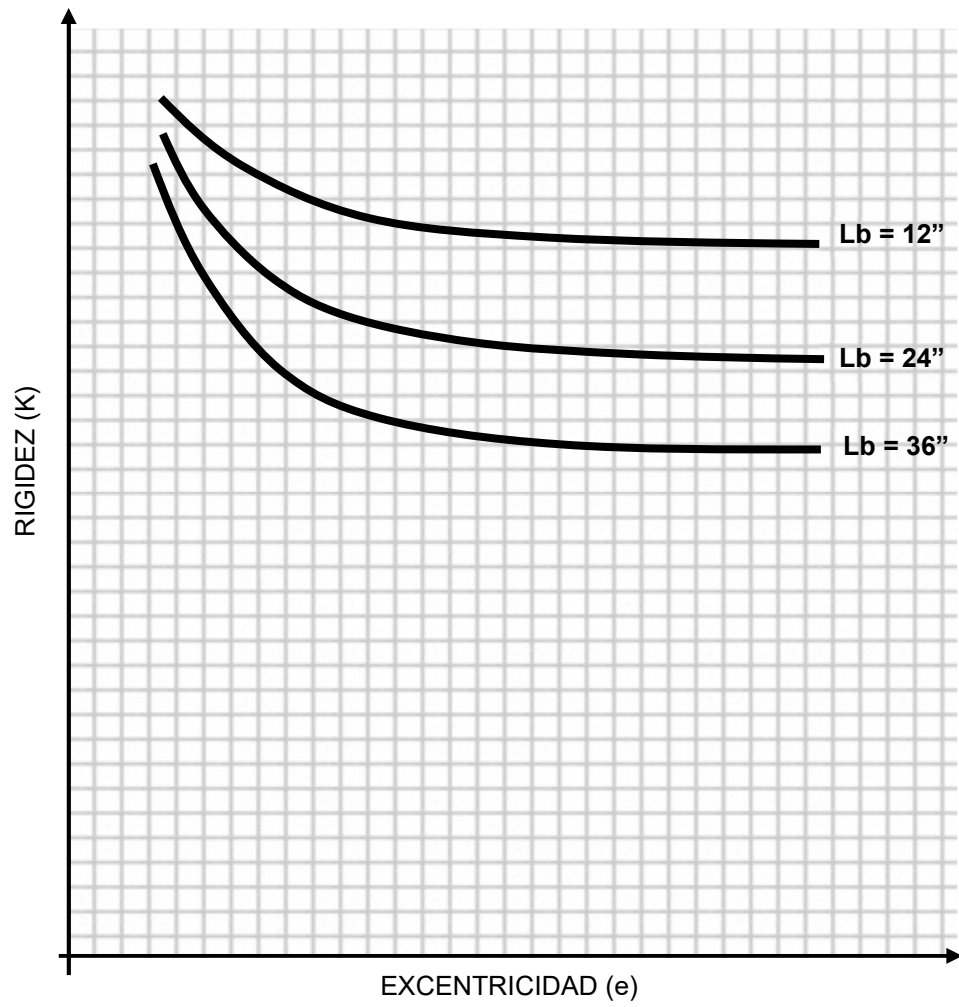


Figura 32 - Relación Lb / K

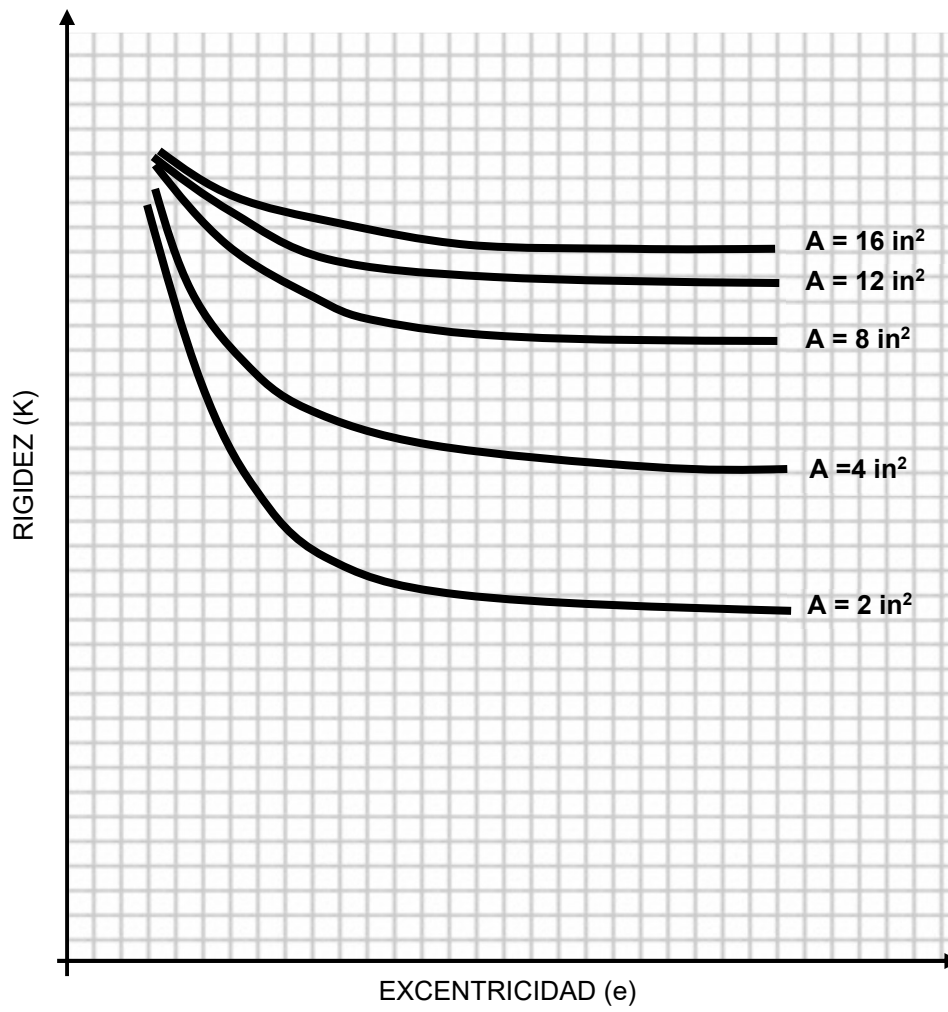


Figura 33 - Relación A / K

8.2.4. ROTACIÓN TOTAL

La rotación total del apoyo, suma de cada una de las rotaciones descriptas anteriormente puede determinarse como:

$$\theta_{TOTAL} = \theta_F + \theta_P + \theta_B$$

En la siguiente figura se muestra la participación de cada rotación individual en la rotación total de la unión.

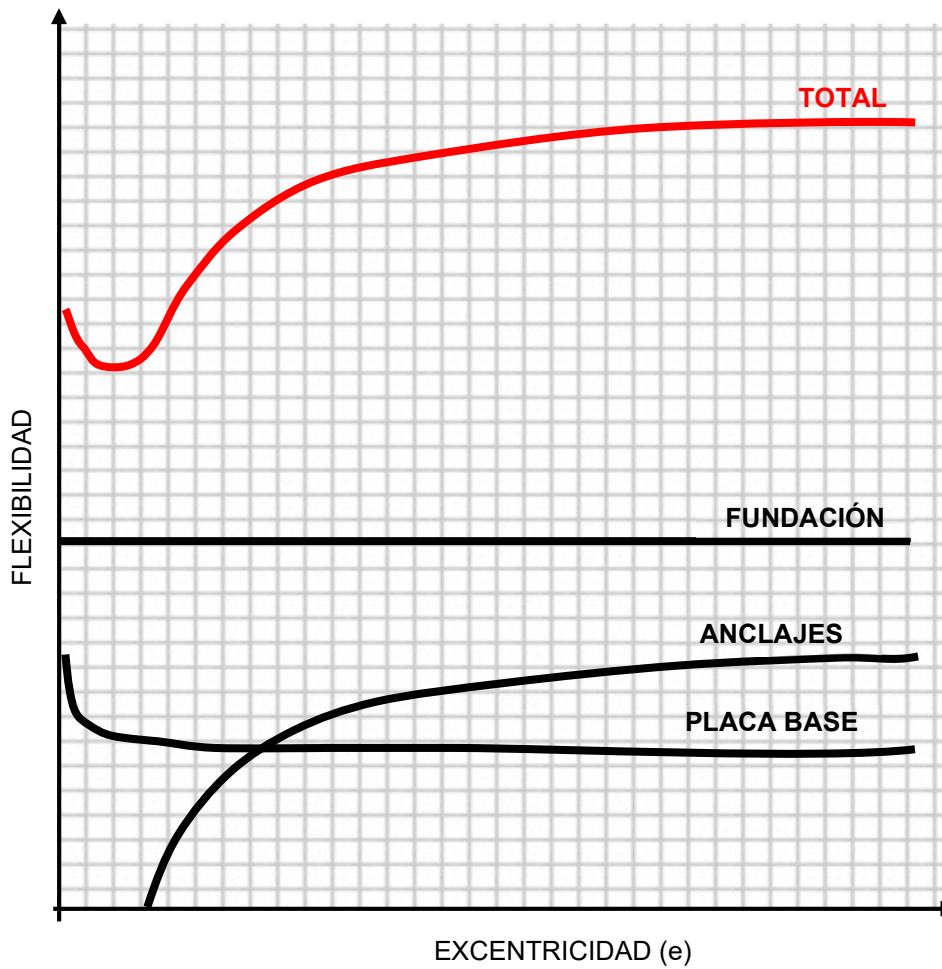


Figura 34 – Participación de cada parámetro

Como la flexibilidad es la rotación debida al momento aplicado:

$$\gamma = \frac{\theta_{TOTAL}}{Pe}$$

Desarrollando cada término de la ecuación de la rotación total se llega a la siguiente expresión:

$$\gamma = \frac{1}{K_S I_F} + \frac{(2e - g)L_B}{2g^2 e A_B E_B} + \frac{1}{E_P \cdot I_P} \cdot \left[\frac{2\alpha^3}{3g^2} + \frac{ad^2}{6\lambda g} \cdot \left(\alpha B_x + \frac{(\alpha - 0,5)}{e} - \frac{1}{g} \right) \right]$$

Siendo la rigidez la inversa de la flexibilidad:

$$K = \frac{1}{\gamma}$$

Con estas expresiones se obtienen una estimación de la flexibilidad (o rigidez) de la base. Comparando la rigidez con los límites establecidos por el reglamento podemos determinar en que caso nos hallamos, es decir, si la base es un empotramiento, un apoyo simple o un caso intermedio.

Al final del mencionado estudio se presentan tablas de ayuda al diseño, para agilizar el proceso anterior, sin necesidad de realizar los cálculos anteriores.

8.3. APLICACIÓN NUMÉRICA

A continuación, se estudia el apoyo de una columna en su base, para lo que se realizan las formulaciones para 3 casos. El primero es un caso de parámetros intermedios los que se modifican en los demás casos para obtener distintas situaciones. Con este objetivo se modifican las características del apoyo de modo de hallar, en el caso 2, un apoyo más cercano al empotramiento. Lo mismo se realiza para hallar, en el caso 3, un apoyo más cercano al apoyo perfecto.

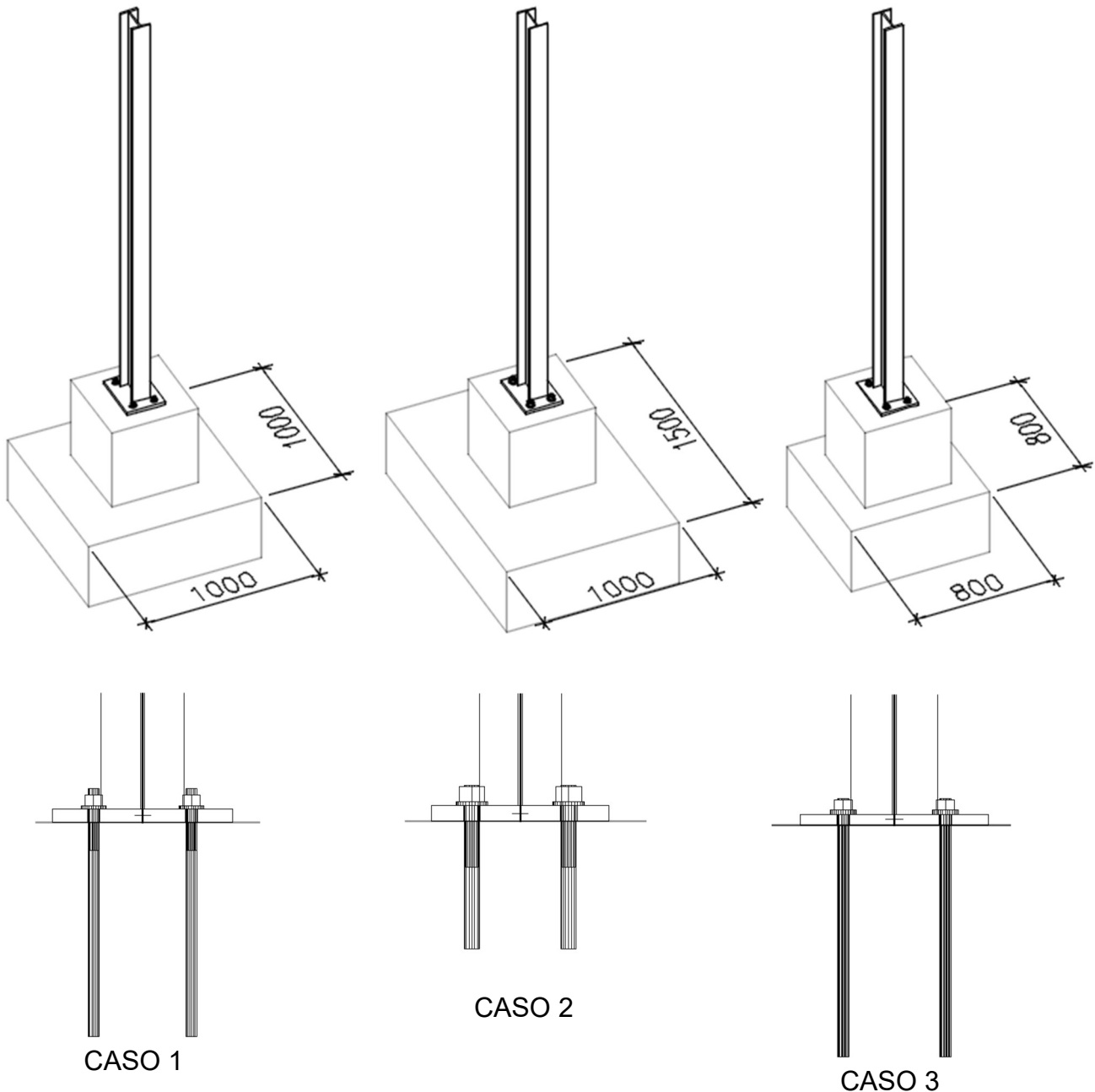


Figura 35 - Casos de análisis

ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL
TRABAJO FINAL DE CARRERA: BASES DE COLUMNAS

		CASO 1	CASO 2	CASO 3
<u>Sección transversal</u>				
Área de la sección	Ag =	22,9	22,9	22,9 cm ²
Altura de la sección	h =	15,3	15,3	15,3 cm
Ancho de la sección	bf =	10,2	10,2	10,2 cm
Espesor del ala	tf =	0,7	0,7	0,7 cm
Espesor del alma	tw =	0,6	0,6	0,6 cm
Inercia Z de la sección	Iz =	920	920	920 cm ⁴
Módulo resistente Z	Wz =	120,0	120,0	120,0 cm ³
<u>Solicitaciones</u>				
Compresión	P =	50,0	50,0	50,0 kN
Momento	M =	10,0	10,0	10,0 kNm
Excentricidad	e =	20,0	20,0	20,0 cm
<u>Rotación de la fundación</u>				
Longitud	D =	1,00	1,50	0,80 m
Ancho	B =	1,00	1,00	0,80 m
Área	A =	1,00	1,50	0,64 m ²
Inercia	I _F =	0,08	0,28	0,03 m ⁴
Coefficiente de balasto placa 1 pie ²	ks1 =	2,50	2,50	2,50 kg/cm ³
Coefficiente de balasto placa 1 pie ²	ks1 =	25.000	25.000	25.000 kN/m ³
Ancho	B =	3,3	3,3	2,6 pies
Coefficiente de balasto	k _{ss} =	7.620	7.620	9.525 kN/m ³
Módulo de reacción del suelo	K _s =	7.620	6.773	9.525 kN/m ³
Módulo de reacción del suelo	K _s =	0,76	0,68	0,95 kg/cm ³
Presión de apoyo	q =	60	27	117 kN/m ²
Presión de apoyo	q =	0,60	0,27	1,17 kg/cm ²
Asentamiento	Δ _F =	0,79	0,39	1,23 cm
Rotación de la fundación	θ _F =	0,02	0,01	0,03 rad
Rotación de la fundación	θ_F =	0,90	0,30	1,76 °
<u>Rotación por pandeo de placa</u>				
Área del ala	A _F =	7,3	7,3	7,3 cm ²
Parámetro	α =	0,317	0,317	0,317
Parámetro	B _x =	0,191	0,191	0,191 cm ⁻¹
Módulo de elasticidad	E _p =	20.000	20.000	20.000 kN/cm ²
Espesor de placa base	ep =	5/8	3/4	1/2 pulg
Espesor de placa base	ep =	15,9	19,1	12,7 mm
Inercia de placa base	I _p =	0,333	0,576	0,171 cm ⁴ /cm
Altura columna	d =	15,3	15,3	15,3 cm
Separación entre anclajes	g =	22,0	22,0	22,0 cm
Distancia anclaje-ala	a =	3,4	3,4	3,4 cm
Relación de inercias	λ =	10	10	10
Rotación por pandeo de placa	θ _P =	0,01	0,00	0,02 rad
Rotación por pandeo de placa	θ_P =	0,47	0,27	0,93 °

Rotación por elongación de anclaje

Cantidad de anclajes en tensión	n =	2	2	2
Diámetro	Ø=	5/8	3/4	1/2 pulg
Diámetro	Ø=	15,9	19,1	12,7 mm
Longitud embebida	Lb =	25	20	30 cm
Área	Ab =	2,0	2,9	1,3 cm ²
Área total en tensión	ΣAb =	4,0	5,7	2,5 cm ²
Módulo de elasticidad	Eb =	20.000	20.000	20.000 kN/cm ²
Tracción	Fb =	20,5	20,5	20,5 kN
Elongación	Δb =	0,1	0,0	0,1 mm
Rotación por elongación de anclaje	θ _B =	0,00	0,00	0,00 rad
Rotación por elongación de anclaje	θ_B =	0,02	0,01	0,03 °

Rotación total

Rotación de la fundación	θ _F =	0,90	0,30	1,76 °
Rotación por pandeo de placa	θ _P =	0,47	0,27	0,93 °
Rotación por elongación de anclaje	θ _B =	0,02	0,01	0,03 °
Rotación total	θ =	1,39	0,58	2,72 °

Rigideces

Rotación total	θ =	0,02	0,01	0,05 rad
Flexibilidad de la base	γ _b =	2,4E-05	1,0E-05	4,7E-05 (kNcm) ⁻¹
Rigidez de la base	K_b =	41.108	97.976	21.058 kNcm
Longitud de columna	L _c =	3,00	3,00	3,00 m
Longitud de columna	L _c =	300	300	300 cm
Rigidez de la columna	K_c =	245.333	245.333	245.333 kNcm
Coefficiente de rigidez	G =	6	3	12

El coeficiente de rigidez es la relación entre la rigidez de la columna y la rigidez de la base:

$$G = K_c / K_b$$

De acuerdo a las especificaciones, un valor de G = 1 corresponde adoptarse en el caso de empotramiento y un valor de G = 10 corresponde al caso de rótula (siendo el caso de rótula perfecto G = ∞). Por esto podemos concluir que en el caso 2 estamos más cerca del caso de empotramiento, mientras que la configuración del caso 3 se corresponde mejor con la situación de apoyo con rotación permitida.

8.4. RIGIDIZADORES

A fin de disminuir el espesor de la placa base, pueden colocarse rigidizadores. De este modo, haciendo una analogía con una losa, se logran menores distancias entre los apoyos de la placa, disminuyendo el momento flector y con éste el espesor necesario. Se estudian dos zonas de la placa base: el paño central y el paño extremo. Se evalúan a continuación ambas situaciones.

8.4.1. PAÑO CENTRAL

Se analizan dos casos:

CASO 1 : Placa base sin rigidizador central.

CASO 2 : Placa base con rigidizador central

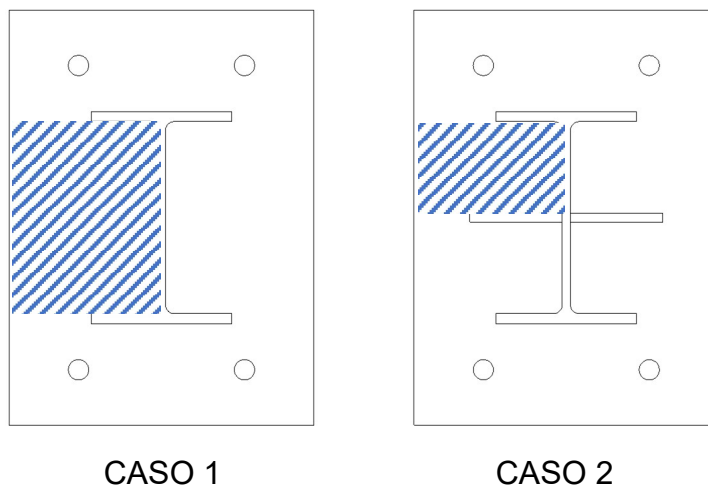


Figura 36 - Casos de análisis

TENSIONES ADMISIBLES

		CASO 1	CASO 2
Tensión de fluencia	$F_y =$	24	24 kN/cm ²
Factor de resistencia	$\phi =$	0,90	0,90
Tensión admisible	$F_d =$	21,6	21,6 kN/cm ²

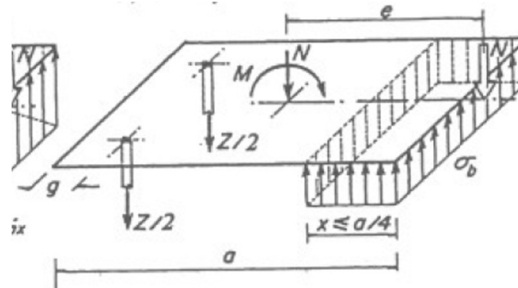
PARÁMETROS GEOMÉTRICOS

		CASO 1	CASO 2
Largo de la placa base	$a =$	0,30	0,30 m
Ancho de la placa base	$b =$	0,22	0,22 m
Separación entre anclajes	$s_2 =$	0,22	0,22 m
Área de la placa base	$A =$	0,07	0,07 m ²
Gramil de la placa base dir 2	$g_2 =$	0,04	0,04 m

SOLICITACIONES

Esfuerzo normal	N =	50,0	50,0 kN
Momento flector	M =	10,0	10,0 kNm
Excentricidad	e =	0,20	0,20 m

TENSIÓN EN LA PLACA



Tensión máxima	$\sigma_b \text{ max} =$	4.222	4.222 kN/m²
-----------------------	--	--------------	-------------------------------

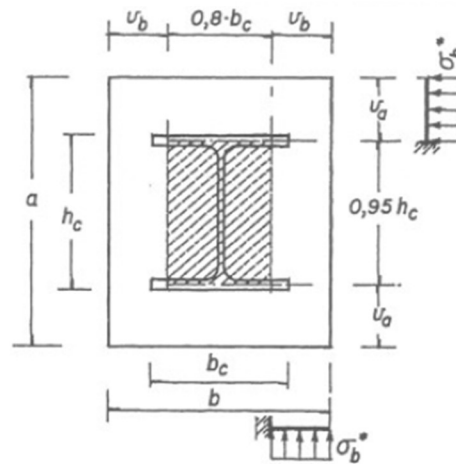
COLUMNA

		W 6x12	W 6x12
Altura de la sección	h =	15,30	15,30 cm
Ancho de la sección	bf =	10,20	10,20 cm

PLACA BASE

Espesor adoptado	t adop =	7/16	5/16 pulg
Espesor de la placa base	t =	1,11	0,79 cm
Módulo resistente	W =	0,2	0,1 cm ³ /cm

ESPESOR EN FUNCIÓN DE PAÑO EXTERIOR



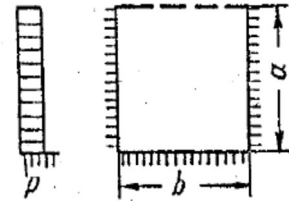
Lado de núcleo	0,95 h _c =	14,5	14,5 cm
Lado de núcleo	0,80 b _c =	8,2	8,2 cm
Vuelo	v _a =	7,7	7,7 cm
Vuelo	v _b =	6,9	6,9 cm
Vuelo determinante	l =	7,7	7,7 cm

Espesor requerido	t req =	6,5	6,5 mm
Espesor adoptado	t adop =	11,1	7,9 mm
		OK	OK
		58%	82%

ESPESOR EN FUNCIÓN DE PAÑO INTERIOR

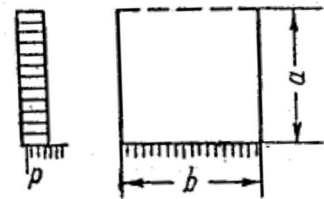
Longitud	b =	15,3	7,3 cm
Longitud	a =	5,1	4,1 cm
Relación a / b	a / b =	0,33	0,56
Presión en el H°A°	pb =	0,4	0,4 kN/cm ²
Coefficiente para momentos		98,8	22,3

Placa rectangular empotrada en tres lados y libre en el restante:



M en voladizo dirección a	M0a =	-3,2	-1,2 kNcm/cm
M tramo dirección a	Macp =	-0,4	0,1 kNcm/cm
M en voladizo dirección b	M0b =	-1,3	-0,8 kNcm/cm
M tramo dirección b	Mbcsp =	0,3	0,3 kNcm/cm
Momento flector máximo	M max =	3,2	1,2 kNcm/cm

Placa rectangular empotrada en un lado, apoyada en dos lados y libre en el restante:



M en voladizo dirección a	M0a =	-3,7	-1,8 kNcm/cm
M tramo dirección a	Macp =	-0,5	0,0 kNcm/cm
M en voladizo dirección b	M0b =	0,5	0,7 kNcm/cm
M tramo dirección b	Mbcsp =	0,1	0,3 kNcm/cm
Momento flector máximo	M max =	3,7	1,8 kNcm/cm
Momento flector máximo	M max =	3,7	1,8 kNcm/cm
Tensión normal por flexión	σ =	17,9	17,2 kN/cm²
		OK	OK
		83%	80%

Se observa que con el agregado de los rigidizadores en el paño central se logra una reducción del momento solicitante de aproximadamente el 50%, lo que implica un ahorro de material evidente. Esta colocación de rigidizadores aumenta además la rigidez de la placa base.

8.4.2. PAÑO EXTREMO

En este análisis, al agregar el rigidizador extremo, se considera la placa base empotrada en los bordes de contacto con la columna y con el rigidizador.

CASO 1 : Placa base sin rigidizar.

CASO 2 : Placa base con rigidizador.

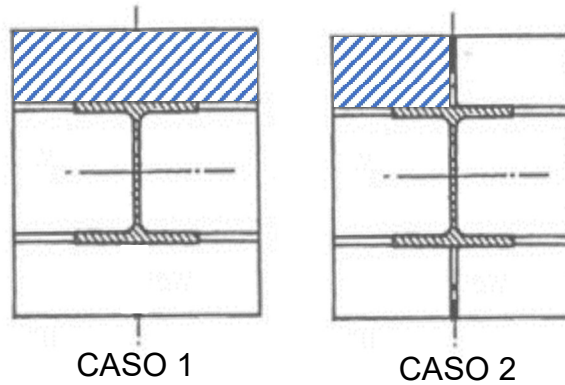


Figura 37 - Casos de análisis

TENSIONES ADMISIBLES

		CASO 1	CASO 2
Tensión de fluencia	$F_y =$	24	24 kN/cm ²
Factor de resistencia	$\phi =$	0,90	0,90
Tensión admisible	$F_d =$	21,6	21,6 kN/cm²

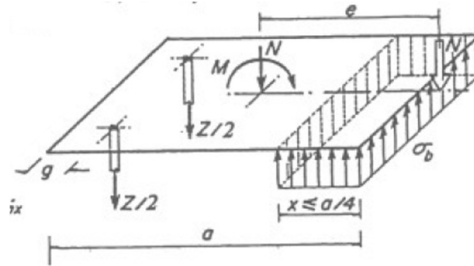
PARÁMETROS GEOMÉTRICOS

Largo de la placa base	$a =$	0,30	0,30 m
Ancho de la placa base	$b =$	0,22	0,22 m
Separación entre anclajes	$s_2 =$	0,22	0,22 m
Área de la placa base	$A =$	0,07	0,07 m ²
Gramil de la placa base dir 2	$g_2 =$	0,04	0,04 m

SOLICITACIONES

Esfuerzo normal	$N =$	50,0	50,0 kN
Momento flector	$M =$	10,0	10,0 kNm
Excentricidad	$e =$	0,20	0,20 m

TENSIÓN EN LA PLACA



Profundidad de la zona comprimida	$x =$	0,08	0,08 m
Tensión máxima	$\sigma_b \text{ max} =$	4.222	4.222 kN/m ²

PLACA BASE

Espesor adoptado	t adop =	3/4	5/8 pulg
Espesor de la placa base	t =	1,91	1,59 cm
Módulo resistente	W =	0,6	0,4 cm ³ /cm

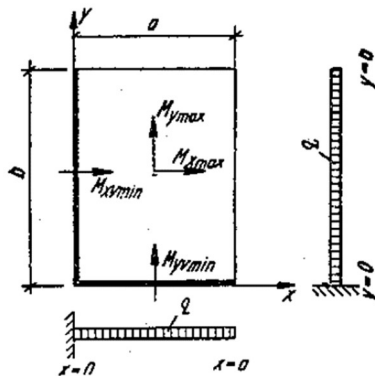
PLACA BASE NO RIGIDIZADA

Voladizo	v =	7,4	cm
Profundidad de la zona comprimida	x =	7,5	cm
Longitud de carga	Lq =	7,4	cm
Brazo de palanca	x' =	3,7	cm
Presión en el H°A°	$\sigma_b =$	0,4	kN/cm ²
Momento	M =	11	kNcm/cm
Tensión normal por flexión	$\sigma =$	18,9	kN/cm²

OK
87%

PLACA BASE RIGIDIZADA

Lado	a =	7,4 cm
Lado	b =	11,0 cm
Relación de lados	$\gamma =$	0,67
Presión en el H°A°	$p_b =$	0,4 kN/cm ²



Coeficiente para momentos	$q \cdot a^2 =$	22,8 kNcm/cm
Coeficiente para momentos	$M_{xv} \text{ min} =$	-0,387
Momento en el empotramiento	$M_{xv} \text{ min} =$	8,8 kNcm/cm
Tensión normal por flexión	$\sigma =$	21,0 kN/cm²

OK
97%

Coeficiente para momentos	$q \cdot b^2 =$	51,1 kNcm/cm
Coeficiente para momentos	$M_{yv} \text{ min} =$	-0,148
Momento en el empotramiento	$M_{yv} \text{ min} =$	7,6 kNcm/cm
Tensión normal por flexión	$\sigma =$	18,0 kN/cm²

OK
83%

Se observa que la colocación del rigidizador extremo, en este caso de análisis, no conlleva un ahorro significativo de materiales, ya que la disminución del espesor de la placa base es contrarrestado por la colocación del rigidizador.

9. OBSERVACIONES

9.1. OTROS APOYOS

Se destacan otros sistemas de apoyos, no incluidos en este trabajo, entre los cuales se pueden mencionar apoyos elastoméricos (de frecuente empleo en puentes) y aparatos de apoyo.

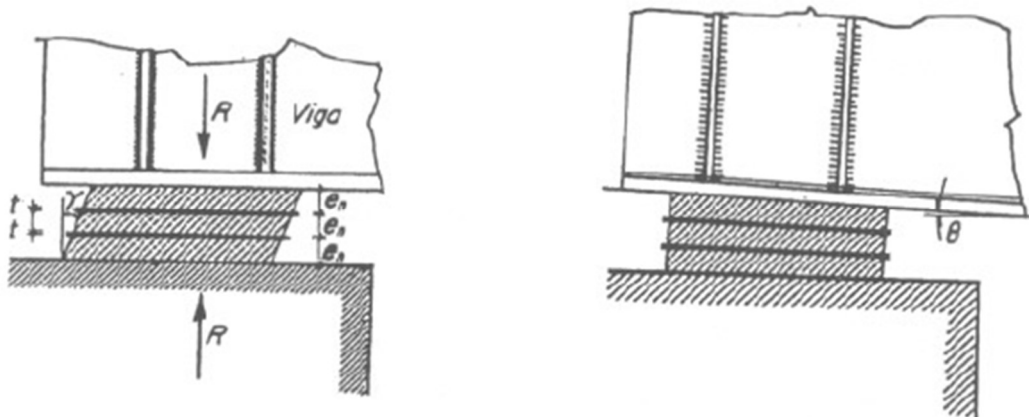


Figura 38 - Apoyo elastomérico

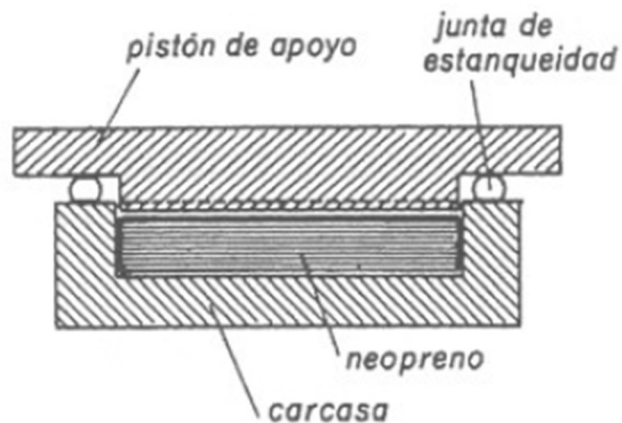


Figura 39 - Apoyo elastomérico

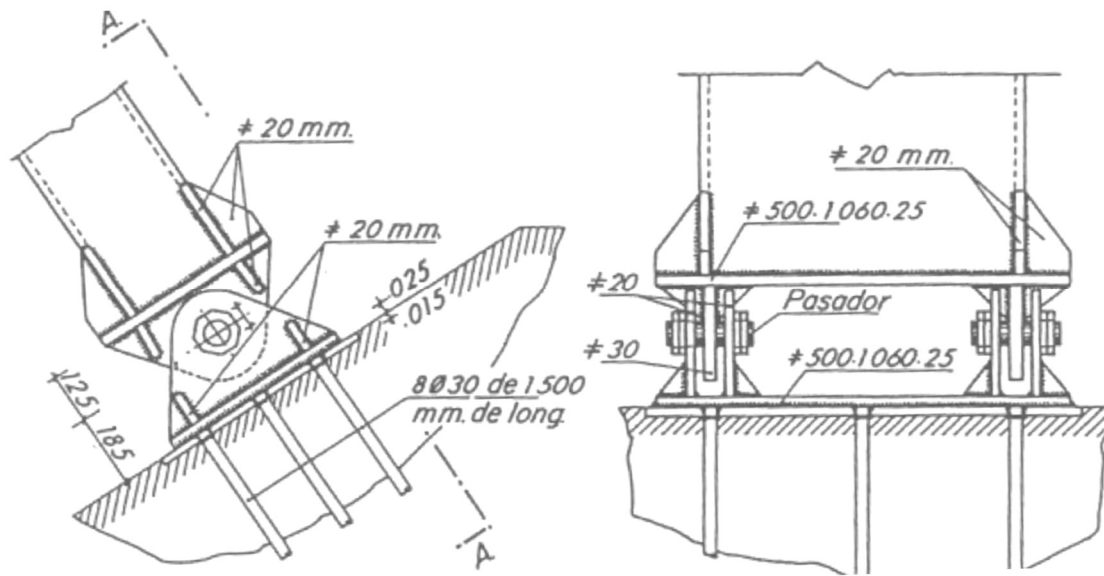


Figura 40 - Rótula

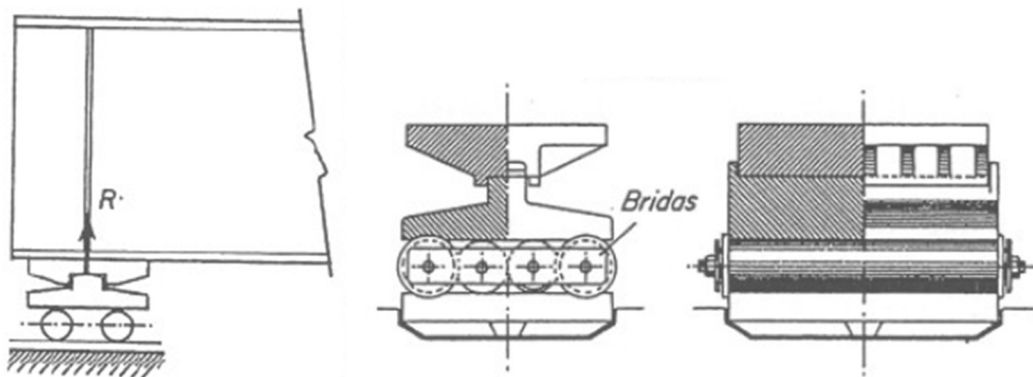


Figura 41 - Apoyo de rodillos

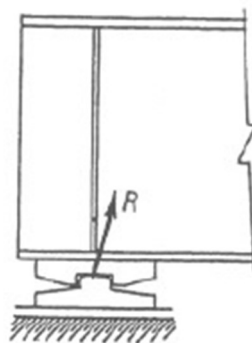


Figura 42 - Articulación

9.2. REDUCCIÓN DE SECCIONES POR CONSIDERAR EMPOTRAMIENTO PARCIAL

Determinando el grado de empotramiento de la columna, puede realizarse un ahorro de material, al no considerarse simplemente como un apoyo sin capacidad de tomar momento, empleándose un factor de longitud efectiva k menor que la unidad, obteniéndose una longitud de pandeo menor que la correspondiente al caso de columna apoyada ($k=1$), además de la reducción de momento máximo que se produce.

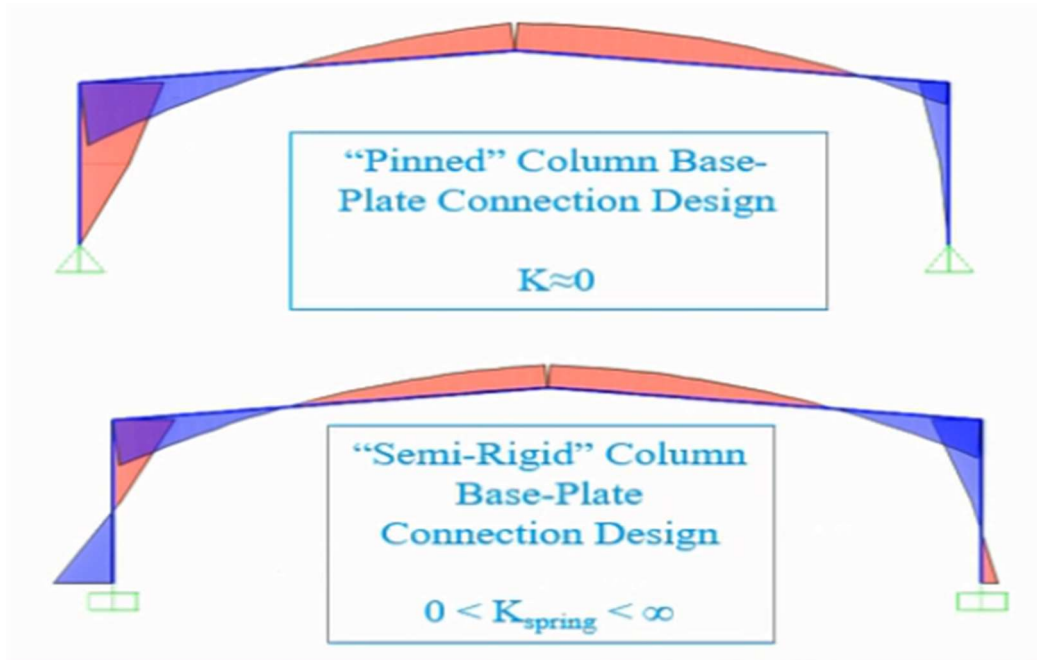


Figura 43 - Diagramas de momento según apoyos

9.3. MODELADO DE FUNDACIONES

Es común en la práctica realizar un modelo de elementos finitos para el cálculo de la estructura, planteando vínculos perfectos, y realizar el cálculo de las fundaciones por separado.

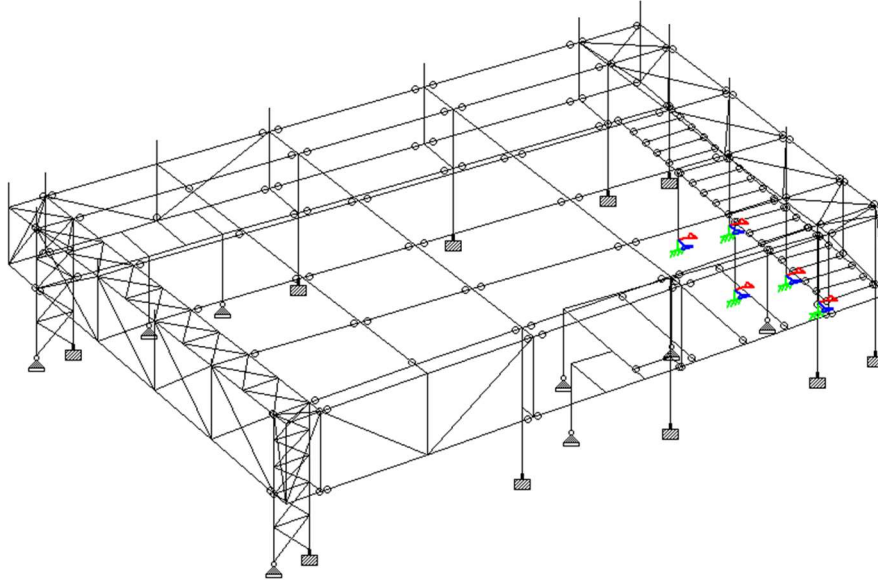


Figura 44 - Modelo con apoyos perfectos

En este caso pueden cometerse errores, ya que los vínculos perfectos planteados en el software no son reales, y pueden desarrollarse solicitaciones mayores en la estructura que las calculadas. Para esto conviene modelar la estructura con las fundaciones, reduciendo el error cometido.

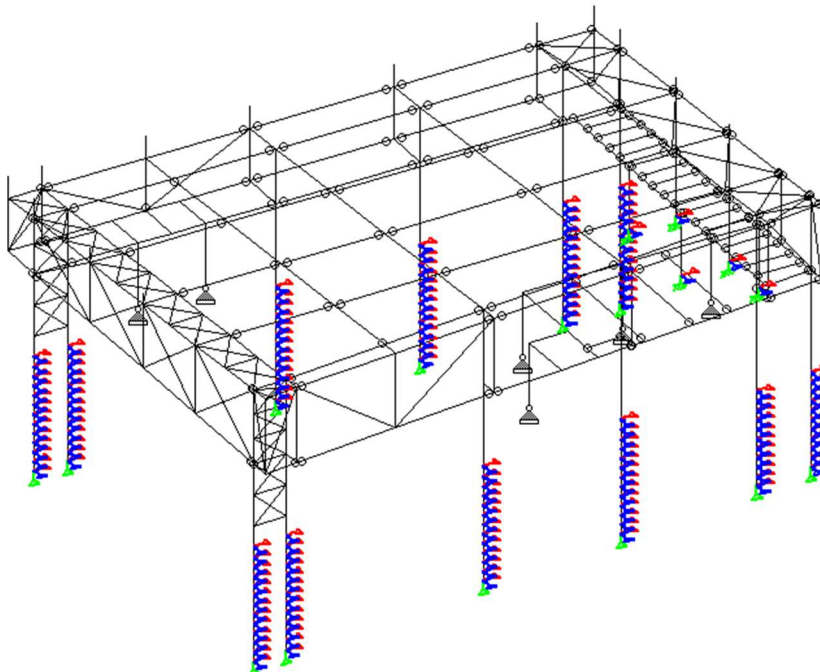


Figura 45 - Modelo con fundaciones

9.4. REGLAMENTO EUROPEO

En el reglamento europeo para analizar las uniones en general se indica el **método de los componentes**. En este método la rigidez de cada componente se analiza individualmente y se realiza luego una adición de cada una de modo de calcular el total.

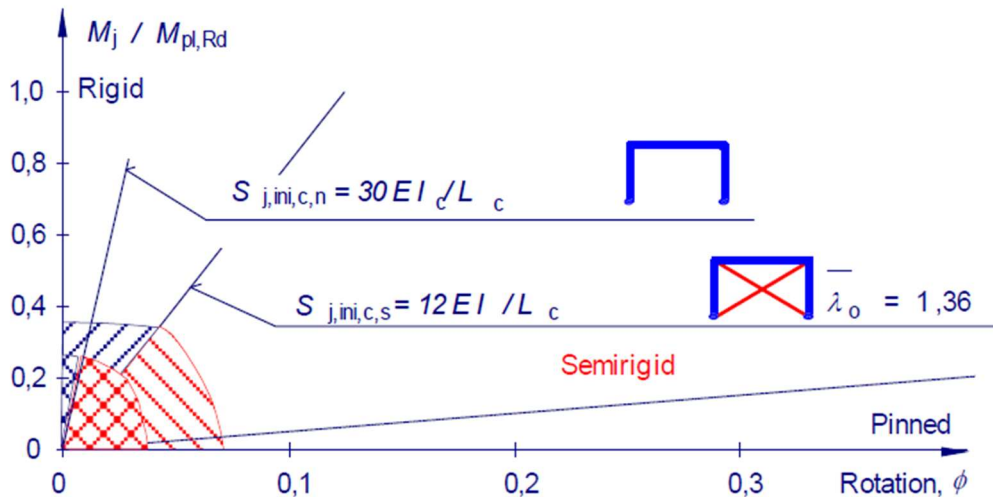


Figura 46 - Clasificación basada en la rigidez

Las bases se consideran rígida si se cumple, para pórticos no desplazables, cualquiera de las tres condiciones siguientes:

$$\bar{\lambda}_o \leq 0,5$$

$$0,5 \leq \bar{\lambda}_o \leq 3,93 \text{ y } S_{j,ini} \geq 7 \cdot (2\bar{\lambda}_o - 1) \cdot E \cdot I_c / L_c$$

$$\bar{\lambda}_o \geq 3,93 \text{ y } S_{j,ini} \geq 48 \cdot E \cdot I_c / L_c$$

Para pórticos desplazables se debe cumplir:

$$S_{j,ini} \geq 30 \cdot E \cdot I_c / L_c$$

Donde:

$\bar{\lambda}_o$: esbeltez de la columna considerándola biarticulada

I_c : momento de inercia de la columna

L_c : longitud de la columna

$S_{j,ini}$: rigidez rotacional de la placa base

$$S_{j,ini} = \frac{E \cdot z^2}{\sum \frac{1}{k_i}}$$

Siendo k_i la rigidez de cada componente básico, las cuales se detallan en el mencionado código.

10. CONCLUSIONES

Al momento de realizar los planos de fabricación de las uniones deben respetarse las hipótesis empleadas en el cálculo. Es evidente que las relaciones momento-rotación de las vinculaciones teóricas perfectas planteadas en los modelos de cálculo no son las mismas que las de las uniones ejecutadas. Sin embargo, en la práctica diaria es común adoptar los esquemas de apoyos mencionados en el punto 7, obteniéndose buenas condiciones de trabajo.

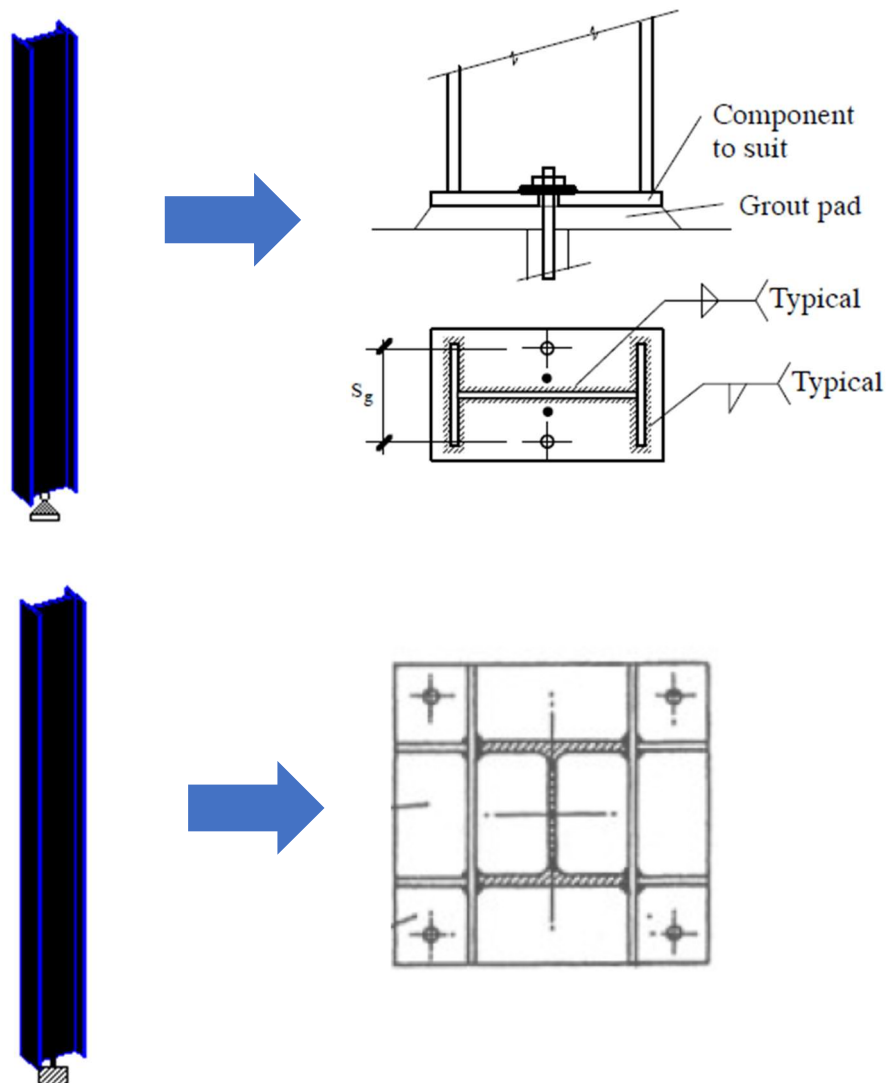


Figura 47 - Base teórica - base real

11. BIBLIOGRAFÍA

- CIRSOC 301 – Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios.
- AISC 360-16 Comentarios. Specification for Structural Steel Buildings.
- “Determination of column fixity at column bases”, Donald Cannon.
- “Estructuras de Acero II”, R. Argüelles Álvarez.
- Portland Bolt Manufacturing Company