

# Instalaciones Industriales

Hoja de formulas

20 de febrero de 2020

## Índice

<b>1. Diseño de Cañerías de proceso[ASME B31.3]</b>	<b>2</b>	6.6.3. Tracción y corte combinados en uniones de deslizamiento crítico[J.3.9] . . . . .	7
1.1. Prueba hidrostática . . . . .	2	6.6.4. Resistencia al aplastamiento de la chapa en los agujeros[J.3.10]	8
1.2. Flexibilidad (segundo parcial) . . . . .	2	6.7. Uniones [Apéndice J] . . . . .	11
<b>2. Diseño de recipientes a presión[ASME VIII]</b>	<b>3</b>	6.7.1. Resistencia al aplastamiento . .	11
2.1. Diseño de envolvente cilíndrica . . . . .	3	6.7.2. Bulones (desl. crítico) . . . . .	11
2.2. Elección de cabezal . . . . .	3	<b>7. Dimensionado de elementos con armadura</b>	<b>13</b>
2.3. Espesor agregado por viento . . . . .	4	7.1. Predimensionado de columna ante compresión . . . . .	13
<b>3. Verificación ante presión externa[ASME II]</b>	<b>4</b>	<b>8. Estructuras de hormigón[CIRSOC 201-2005]</b>	<b>13</b>
<b>4. Tanques de almacenamiento[API 650]</b>	<b>4</b>	8.1. Módulo de elasticidad [8.5] . . . . .	13
<b>5. Cálculo de cargas mayoradas</b>	<b>5</b>	8.2. Requisitos generales [9.1] . . . . .	13
<b>6. Estructuras de acero para edificios[CIRSOC 301-2005]</b>	<b>5</b>	8.3. Nomenclatura Capítulo 10 . . . . .	13
6.1. Límites de esbeltez[B.7] . . . . .	6	8.4. Hipótesis de diseño [10.2] . . . . .	15
6.2. Estabilidad de estructura[C.2] . . . . .	6	8.5. Principios y requisitos generales [10.3]	15
6.3. Columnas (inestabilidad)[E.1] . . . . .	6	8.6. Armadura mínima en elementos solicitados a flexión [10.5] . . . . .	16
6.4. Dimensionamiento de vigas al corte[F.2]	6	8.7. Límites para la armadura de elementos comprimidos [10.9] . . . . .	16
6.5. Uniones [J] . . . . .	7	8.8. Momentos amplificados - Conceptos generales . . . . .	16
6.6. Resistencia a la tracción o al corte [J.3.6]	7	8.9. Momentos amplificados - Pórticos indesplazables [10.12] . . . . .	17
6.6.1. Combinación de tracción y corte en uniones tipo aplastamiento[J.3.7] . . . . .	7	8.10. Momentos amplificados - Pórticos desplazables [10.13] . . . . .	17
6.6.2. Bulones de alta resistencia en uniones de deslizamiento crítico[J.3.8] . . . . .	7	8.10.1. Determinación de $\delta_s M_s$ [10.13.4]	17

## 1. Diseño de Cañerías de proceso[ASME B31.3]

Esta norma es para caños de acero. Para caños de acero inoxidable se puede usar ASME B36.19. Cañerías de potencia ASME B31.1. ASME B16.9 rige para accesorios de cañerías.

Estimación de schedule:  $Sch \approx 1000 \cdot \frac{P_d}{S}$  donde  $S$  es el basic allowable stress.

El diámetro se puede calcular con la velocidad  $v$  y el caudal deseado  $Q$  del flujo interno.

El espesor mínimo permisible de la pared de un caño:

$$t_{\min} = t_n + c$$

corregido por tolerancias mecánicas del fabricante:

$$t_{\text{elegido}} = \frac{t_{\min}}{0,875} = \frac{t_n + c}{0,875}$$

donde  $t_n$  es el espesor nominal calculado por la presión de diseño y  $c$  incluye el sobre-espesor por corrosión y suma de geometrías mecánicas como profundidad de rosca. El 0,875 toma en cuenta una variación de 12,5 % de tolerancias mecánicas de fabricante.

$$\text{Para } t < D/6 : \quad t_n = \frac{P_d \cdot D}{2(SEW + Y \cdot P_d)}$$

$D$ : Diámetro nominal exterior en mm

$P_d$ : Presión de diseño interna en MPa

$S$ : Tensión admisible a temperatura  $T_d$  (*Basic allowable stress*)

$E$ : Factor calidad de soldadura [A1-A, A1-B]

$W$ : Factor reducción de resistencia en la junta de soldadura [302.3.5]

$Y$ : Coeficiente  $Y$  (según material) [304.1.1]

La verificación ante presión externa se hace según ASME Section II (ver sección 3).

### 1.1. Prueba hidrostática

El fluido usado para la prueba será agua a menos que exista posibilidad que el congelamiento de la misma o efectos del agua adversos dañen la instalación.

Se deben cumplir:

- La presión de prueba no será menor a  $1,5P_d$
- Si la temperatura de servicio es diferente a la de prueba se aumentará la presión de prueba hasta cumplir

$$P_t = 1,5P_d \cdot \frac{S_t}{S}$$

$P_t$ : La presión de prueba

$S_t$ : La tensión de fluencia a temperatura de prueba

$S$ : La tensión admisible a  $T_d$

- Si  $P_t$  genera una tensión que supera el límite elástico esta podrá reducirse

### 1.2. Flexibilidad (segundo parcial)

Se consideran las deformaciones de una instalación por causas térmicas, apoyos flexibles y exteriores (vientos o por equipos).

Se puede solucionar con pretensionado cortando la cañería una longitud más corta que si estuviese fría, logrando así tensiones de signo opuesto.

No hace falta hacer análisis de flexibilidad cuando el sistema es idéntico a otro que opera satisfactoriamente o si el sistema

- Tiene diámetro uniforme
- Tiene no más de dos puntos de fijación sin restricciones intermedias y cumple:

$$\frac{\alpha_T \cdot L D_{\text{ext}}}{(L - U)^2} \leq K_1 = 208000 \frac{S_{\text{adm}}}{E_a} \left[ \frac{\text{mm}}{\text{m}} \right]^2$$

$\alpha_T$ : Expansión térmica total en  $\frac{\text{mm}}{\text{m}}$

$D_{\text{ext}}$ : Diámetro exterior de cañería en mm

$L$ : Distancia total de cañería en metros

$U$ : Distancia mínima entre apoyos en metros

$E_a$ : Módulo de Young del material de la cañería a 21°C

$S_{adm}$ : Máximo valor de tensión admisible

$$S_{adm} = \begin{cases} f \cdot (1,25S_c + 0,25S) & S < S_L \text{ o } S_L = ? \\ f \cdot (1,25(S_c + S) - S_L) & S > S_L \end{cases}$$

donde  $f = 6 \cdot N^{-0,2} \leq f_{m\acute{a}x}$

$S_c$ : Tensión admisible del material a 21°C[A-1M]

$S$ : Tensión admisible a temperatura  $T_d$  (*Basic allowable stress*) [A-1M]

$S_L$ : Suma de tensiones longitudinales debido a presión, peso y otras cargas sostenidas. Se calcula  $S_L$  con espesor nominal sin sobreespesor.

$f_{m\acute{a}x}$ : Valor máximo de  $f$ . Es 1,2 para materiales ferrosos con tensiones de rotura hasta 517 MPa y hasta 371°C. Es 1 para el resto de los casos. Para número indefinido de ciclos se usa 0,15.

## 2. Diseño de recipientes a presión[ASME VIII]

Al igual que en ASME B31.3 se tienen que considerar sobreespesores por corrosión o erosión que dependen del fluido, material, concentración, la temperatura y otras variables.

Se suele verificar los recipientes ante el vacío total interno ( $P_{ext} = P_{atmosfera}$ ) según ASME Section II, visto en la sección 3 de este documento.

$T_d$  (temperatura de diseño) se elige como la presión máxima de trabajo en el interior del recipiente incrementada por un % como un margen de seguridad.

La MDMT (temperatura mínima del metal) debe ser la temperatura más baja esperada en servicio.

Las fallas posibles de recipientes a presión:

- Deformación elastica excesiva
- Inestabilidad elastica
- Inestabilidad plastica

- Rotura fragil
- Creep (fluencia lenta)
- Corrosión

### 2.1. Diseño de envolvente cilíndrica

Para un recipiente a presión cilíndrico se tiene que las tensiones en las juntas longitudinales y circunferenciales definen el espesor nominal permisible para el diseño resistente del mismo.

Esfuerzo circunferencial (juntas longitudinales)

$$t_n = \frac{P_d \cdot R}{SE - 0,6P_d}, \quad P = \frac{SEt}{R + 0,6t}$$

Esfuerzo longitudinal (juntas circunferenciales)

$$t_n = \frac{P_d \cdot R}{2SE + 0,4P_d}, \quad P = \frac{2SEt}{R - 0,4t}$$

$t_n$ : Espesor nominal. Unidades dependen de  $R$

$R$ : Radio interno de recipiente. Si hay corrosión interna se debe restar para llevar  $R$  al último día de servicio

$P_d$ : Presión interna de diseño. Mismas unidades que  $S$ .

$E$ : Eficiencia de junta [UW-12]

$S$ : *Maximum allowable stress* [1A]

Luego el espesor de diseño (el construido) va ser

$$t = t_n + c$$

$c$ : Sobreespesor por corrosión y tolerancias mecánicas

### 2.2. Elección de cabezal

$L$ : Longitud de envolvente cilíndrica

$\alpha$ : Mitad del ángulo de cono.  $\alpha < 30^\circ$

$D_{int}$ : Diámetro interno de la envolvente cilíndrica

$D_e$ : Diámetro interno de la envolvente cilíndrica (para cabezales de relación 2:1)

Toriféricos	$t_n = \frac{0,885P_d L}{SE-0,1P_d}$	
Cabezales cónicos	$t_n = \frac{P_d D_{int}}{2 \cos \alpha (SE-0,6P_d)}$	
Cabezales elípticos	$t_n = \frac{P_d D_e}{2SE-0,2P_d}$	
Cabezales hemisféricos	$t_n = \frac{P_d L}{2SE-0,2P_d}$	

### 2.3. Espesor agregado por viento

El momento en la base del recipiente es dado por:

$$M = P_w \cdot A \cdot h$$

$P_w$ : Presión del viento

$A$  : Area enfrentada al viento (no es superficie!)

$h$ : Distancia del centroide de la fuerza aplicada por presión hasta la base del recipiente. Se puede tomar la mitad de la altura del recipiente.

El momento en la costura inferior ( $M_T$ ) es el afecta la **soldadura longitudinal** (para el caso de un cilindro vertical)

$$M_T = M - h_T(V - 0,5P_w \cdot A_T)$$

$h_T$ : Distancia desde la base del recipiente hasta la soldadura

$A_T$ : Area frontal entre la base y la soldadura

$V$ : Corte total ( $V = A \cdot P_w$ )

Finalmente se calcula el espesor requerido:

$$t_{long} = \frac{4M_T}{\pi D_{int}^2 SE}$$

$t_{long}$ : Espesor agregado por cargas de viento. Se suma al espesor nominal por tensión longitudinal  $t_n$  (junta circunferencial).

Usualmente el espesor de un cabezal hemisferico es mitad del espesor de un cuerpo cilíndrico.

Elección de Bridas según ASME B16.5

### 3. Verificación ante presión externa[ASME II]

Para verificar presión externa se utiliza **ASME Section II**.

1. Calcular razón  $\frac{D_{ext}}{t}$  y  $\frac{L}{D_{ext}}$  para ingresar a la figura G de la parte D. Obtengo factor  $A$ .
2. Ingresar a figura CS-1 ( $S_y < 207$  MPa) o CS-2 ( $S_y \geq 207$  MPa) dependiendo de la mínima tensión de fluencia del material  $S_y^*$  [A-1M].  $E$  es el módulo de Young del acero, dependiente de la temperatura de trabajo  $T_d$ . Si  $A > 0,1$  considerar proyección horizontal del fin de curva. Si  $A < 0,0002$  entonces continuar al paso siguiente. Obtengo factor  $B$
3. Calcular la presión máxima exterior admisible  $P_a$  y verificar que sea inferior a la presión exterior de trabajo o la atmosférica (vacío en el tubo) dependiendo del caso

$$P_a = \begin{cases} \frac{4B}{3(D_{ext}/t)} & 0,0002 \leq A < 0,1 \\ \frac{2A \cdot E}{3(D_{ext}/t)} & A < 0,0002 \end{cases}$$

donde  $E$  es el módulo de Young.

### 4. Tanques de almacenamiento[API 650]

Los tanques de almacenamiento actúan como pulmón entre producción y transporte. Sus otras funciones pueden incluir la sedimentario de agua y barros en la industria petrolera

**API 650** Tanques soldados para almacenamiento de petróleo crudo

**API 620** Diseño y construcción de tanques de almacenamiento grandes, soldados a baja presión

Su característica es que están a presión atmosférica. Algunos techos para tanques verticales:

---

\*No es lo mismo que *basic allowable stress*.

**Techo cónico soportado** Bajo costo inicial. Se requieren soportes internos (columnas)

**Techo domo** Más costos que el cónico. Mayor facilidad para aplicar revestimientos internos

**Techo geodésico** Bajo costo de mantenimiento y excelente durabilidad. Mayor costo inicial

**Techo flotante interno** Reduce las pérdidas por evaporación. Excelente para almacenar fluidos volátiles inflamables. Muy delicado. Se combina con uno de los techos anteriores.

**Techo flotante externo** Puede ser de simple o doble cubierta. Es necesario contar con un sistema de drenaje para lidiar con agua acumulado sobre el techo flotante.

Pasos para el diseño de un tanque soldado para petróleo:

1. Elección de material y los espesores mínimos para las placas del envolvente y piso [tablas 5.2a; 5.1a y sección 5.6.1.1] <sup>†</sup>
2. Se eligen las conexiones y entradas de hombre [5.6a y 5.13a]
3. Anillos rigidizadores para cargas de viento.
4. Cálculo de espesor de envolvente. Para tanques con diámetro mayor a 61m se puede usar la regla del pie<sup>‡</sup>:

$$t_d = \frac{4,9D(H-0,3)G}{S_d} + CA$$

$$t_t = \frac{4,9D(H-0,3)}{S_t}$$

$CA$ : El el sobre-espesor por corrosión (Corrosion allowance), en mm

$D$ : Diámetro nominal del tanque, en m

$t_d$ : Espesor de diseño, en mm

<sup>†</sup>Tener en cuenta que la virolas suelen venderse en largos de 6 y 12 metros.

<sup>‡</sup>Se verifica para condiciones de diseño  $d$  y de prueba  $t$  hidrostática

$H$ : Es la altura de diseño del liquido, en m

$G$ : Es la gravedad específica del liquido

$S_d, S_t$ : Es la tensión admisible para condiciones de diseño y de prueba, en MPa [5.2a]

Table 5.2a—Permissible Plate Materials and Allowable Stresses (SI)

Plate Specification	Grade	Nominal Plate Thickness / mm	Minimum Yield Strength MPa	Minimum Tensile Strength MPa	Product Design Stress $S_d$ MPa	Hydrostatic Test Stress $S_t$ MPa
<b>ASTM Specifications</b>						
A283M	C		205	380	137	154
A285M	C		205	380	137	154
A131M	A, B		235	400	157	171
A36M	—		250	400	160	171
A131M	EH 36		360	490*	196	210
A573M	400		220	400	147	165
A573M	450		240	450	160	180
A573M	485		290	485*	193	208
A516M	380		205	380	137	154
A516M	415		220	415	147	165
A516M	450		240	450	160	180
A516M	485		260	485	173	195

## 5. Cálculo de cargas mayoradas

Una carga mayorada es aquella que se multiplicada por un factor para aumentar su valor. En la ingeniería civil se suele mayorar las cargas según

$$1,2P_p + S_c + 1,6W$$

donde  $P_p$  es el peso propio de la estructura,  $S_c$  es la sobrecarga de uso y  $W$  son las cargas dinámicas (viento)

## 6. Estructuras de acero para edificios[CIRSOC 301-2005]

Este Reglamento es de aplicación a todos los elementos estructurales resistentes de acero, laminados o armados con perfiles laminados y/o chapas, y sus uniones, que formen parte de las estructuras de acero de edificios destinados a vivienda, locales públicos, depósitos e industrias (incluso las que tengan carácter provisorio como andamios cimbras, puntales, etc.), y

que sean necesarias para soportar los efectos de las acciones actuantes. Se incluyen las vigas carril de puentes grúas, monorrieles y las estructuras de soporte de instalaciones y cañerías.

### 6.1. Límites de esbeltez[B.7]

$$\text{Esbeltez} = \frac{kL}{r}$$

**Barras comprimidas** la esbeltez será menor o igual que 200. En presencia de efectos dinámicos (como viento) se reduce a 150

**Barras traccionadas** la esbeltez será menor o igual que 300. No aplica para cables. En presencia de efectos dinámicos se reduce a 250.

### 6.2. Estabilidad de estructura[C.2]

**Estruc. trianguladas interiormente isostaticas**  $k = L_1/L$  donde  $L_1$  es la distancia entre puntos no desplazables lateralmente por efecto del sistema de arriostramiento lateral, en cm.  $L$  es la longitud real de la barra en cm

**En pórticos y reticulados** cuya estabilidad lateral es provista por un sistema de arriostramiento, el factor de longitud efectiva  $k$  para barras comprimidas se deberá tomar igual a la unidad, a menos que un análisis estructural demuestre que se puede adoptar un valor menor.

### 6.3. Columnas (inestabilidad)[E.1]

Son elementos sometidos a compresión con excentricidad.

La resistencia de diseño para pandeo flexional:

$$\phi_c P_n$$

$$\phi_c = 0,85$$

$P_n$ : resistencia nominal, en kN.  $P_n = F_{cr} A_g (10^{-1})$

$$F_{cr} = \begin{cases} \left(0,658^{\lambda_c^2}\right) F_y & \lambda_c \leq 1,5 \\ \left(\frac{0,877}{\lambda_c^2}\right) F_y & \lambda_c > 1,5 \end{cases}$$

$F_y$ : Tensión de fluencia especificada, en MPa

$A_g$ : Área bruta de barra, en  $\text{cm}^2$

$\lambda_c$ : factor de esbeltez adimensional

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{kL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$E$ : Módulo de elasticidad longitudinal, en MPa

$k$ : Factor de longitud efectiva calculado según [C.2]

$L$ : Longitud real de la barra, en cm

$r$ : Radio de giro de la sección en cm

$$r = \sqrt{I/A_g}$$

$I$ : El segundo momento de inercia de la sección bruta, en  $\text{cm}^4$

### 6.4. Dimensionamiento de vigas al corte[F.2]

El área del alma  $A_w$  será el producto entre altura total de la sección  $d$  por el espesor del alma  $t_w$ .

La resistencia de diseño al corte de almas no rigidizadas, con  $h/t_w \leq 260$ , será:

$$\phi_v V_n$$

$$\phi_v = 0,90$$

$V_n$ : La resistencia nominal al corte definido según las siguientes expresiones, en kN:

$$V_n = \begin{cases} 0,6 F_{yw} A_w (10^{-1}) \\ \frac{0,6 F_{yw} A_w (2,45 \sqrt{E/F_{yw}}) (10^{-1})}{(h/t_w)} \\ \frac{4,52 E A_w (10)^{-1}}{(h/t_w)^2} \end{cases}$$

Para los casos (respectivamente)

$$\begin{cases} \frac{h}{t_w} \leq 2,45 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} \\ 2,45 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} < \frac{h}{t_w} \leq 3,07 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} \\ 3,07 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} < \frac{h}{t_w} \leq 260 \end{cases}$$

$F_{yw}$ : Tensión de fluencia, en MPa

$h$ : Distancia libre entre alas, unidades de  $t_w$  [K.1.5]

## 6.5. Uniones [J]

### 6.6. Resistencia a la tracción o al corte [J.3.6]

La resistencia de diseño a la tracción o al corte de los bulones de alta resistencia y de elementos roscados será:

$$\phi F_n A_b (10^{-1})$$

$\phi$ : el factor de resistencia indicado en la Tabla J.3.2.

$F_n$ : la resistencia nominal a la tracción  $F_t$ , o al corte  $F_v$ , indicadas en la Tabla J.3.2., en MPa.

$A_b$ : el área nominal del cuerpo no roscado del bulón o de la parte roscada (para varillas recalcadas, ver la nota (c) al pie de la Tabla J.3.2.). en cm<sup>2</sup>.

#### 6.6.1. Combinación de tracción y corte en uniones tipo aplastamiento [J.3.7]

La resistencia de diseño a tracción de un bulón sometido a corte y tracción combinados será:

$$\phi F_t A_b (10^{-1})$$

$\phi = 0,75$

$F_t$ : la resistencia nominal a tracción en términos de tensión calculada con las expresiones de la Tabla J.3.5. como una función de la tensión de corte requerida  $f_v$  producida por las cargas mayoradas, en MPa. La tensión de corte requerida  $f_v$  será menor o igual que la resistencia de diseño al corte  $\phi F_v$ , indicada en la Tabla J.3.2.

#### 6.6.2. Bulones de alta resistencia en uniones de deslizamiento crítico [J.3.8]

La resistencia de diseño al corte de bulones de alta resistencia en uniones de deslizamiento crítico se obtendrá de acuerdo con la Sección J.3.8(a) o J.3.8(b). Los bulones así dimensionados se deberán verificar a corte trabajando en uniones tipo aplastamiento con las Secciones J.3.6. y J.3.7. y será verificado el aplastamiento de la chapa de acuerdo con las Secciones J.3.1. y J.3.10..

La **resistencia de diseño al deslizamiento**  $\phi R_{str}$ , deberá ser mayor o igual que la fuerza requerida debida a las cargas mayoradas, donde:

$$R_{str} = 1,13 \mu T_b N_s$$

$R_{str}$ : la resistencia nominal al deslizamiento, en kN.

$T_b$ : la fuerza de tracción mínima del bulón dada en la Tabla J.3.1., en kN.

$N_s$ : la cantidad de superficies de rozamiento.

$\mu$ : el coeficiente medio de rozamiento para las Clases A, B, o C, según corresponda, o el que surja de ensayos.

- (a) Para superficies Clase A (superficies de acero limpiadas con cepillo metálico libres de polvo, óxido o cascarillas de laminación y no pintadas, o superficies con recubrimientos Clase A en acero limpiado con chorro de arena),  $\mu = 0,33$
- (b) Para superficies Clase B (superficies de acero limpiadas con chorro de arena y no pintadas o superficies con recubrimiento Clase B en acero limpiado con chorro de arena),  $\mu = 0,50$
- (c) Para superficies Clase C (superficies galvanizadas por inmersión en caliente y con superficies ásperas),  $\mu = 0,35$

$\phi$  el factor de resistencia

$\phi = 1,0$  Para agujeros normales

$\phi = 0,85$  Para agujeros holgados y ovalados cortos

$\phi = 0,7$  Para agujeros ovalados largos con eje mayor perpendicular a la dirección de la fuerza

$\phi = 0,6$  Para agujeros ovalados largos con eje mayor paralelo a la dirección de la fuerza

#### 6.6.3. Tracción y corte combinados en uniones de deslizamiento crítico [J.3.9]

Cuando las uniones de deslizamiento crítico estén solicitadas por una fuerza de tracción  $T_u$ , que reduzca la fuerza de apriete entre las superficies en contacto,

la **resistencia de diseño al rozamiento**  $\phi R_{str}$  de la Sección J.3.8(a) deberá ser multiplicada por el siguiente factor, en el cual  $T_u$  (kN) es la resistencia a tracción requerida bajo cargas mayoradas:

$$[1 - T_u / (1,13 T_b N_b)]$$

$T_b$ : la fuerza de tracción mínima del bulón dada en la Tabla J.3.1., en kN.

$N_b$ : la cantidad de bulones cargados con la fuerza de tracción  $T_u$ .

#### 6.6.4. Resistencia al aplastamiento de la chapa en los agujeros[J.3.10]

La resistencia al aplastamiento de la chapa será verificada tanto para las uniones tipo aplastamiento como para las tipo deslizamiento crítico. La utilización de agujeros holgados y ovalados cortos y largos con eje mayor paralelo a la dirección de la fuerza se restringe para las uniones de deslizamiento crítico por medio de la Sección J.3.2..

La **resistencia de diseño al aplastamiento de la chapa en los agujeros** será:

$$\phi R_n$$

$$\phi = 0,75$$

$R_n$ : la resistencia nominal al aplastamiento de la chapa, en kN.

La resistencia nominal  $R_n$  será determinada de la siguiente forma:

(a) *Para un bulón en una unión con agujeros normales, holgados u ovalados cortos, independientemente de la dirección de la fuerza, o con agujeros ovalados largos con eje mayor paralelo a la dirección de la fuerza:*

- Cuando la deformación alrededor del agujero para cargas de servicio sea una consideración de proyecto:

$$R_n = 1,2 L_e t F_u (10^1) \leq 2,4 d t F_u (10^1) \quad (J.3.2.a)$$

- Cuando la deformación alrededor del agujero para cargas de servicio no sea una consideración de proyecto:

$$R_n = 1,5 L_e t F_u (10^1) \leq 3,0 d t F_u (10^1) \quad (J.3.2.b)$$

(b) *Para un bulón en una unión con agujeros ovalados largos con eje mayor perpendicular a la dirección de la fuerza:*

$$R_n = 1,0 L_e t F_u (10^1) \leq 2,0 d t F_u (10^1) \quad (J.3.2.c)$$

siendo:

$F_u$  la resistencia a la tracción especificada de la chapa, en MPa.

$d$  el diámetro del bulón, en cm.

$t$  el espesor de la parte conectada crítica, en cm.

$L_e$  la distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y el borde del agujero adyacente o el borde del material, en cm.



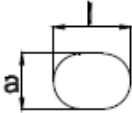
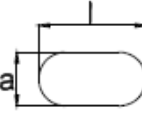
Para la unión, la resistencia al aplastamiento de la chapa será considerada como la suma de las resistencias al aplastamiento de la chapa en todos los agujeros de los bulones que pertenecen a la unión.



Tabla J.3.2. Resistencia de Diseño de Bulones

Descripción de los bulones	Resistencia a la tracción		Resistencia al corte en uniones del tipo aplastamiento	
	Factor de resistencia $\phi$	Resistencia nominal, $F_t$ (MPa)	Factor de resistencia $\phi$	Resistencia nominal, $F_v$ (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)
<p>(a) Cargas estáticas solamente.</p> <p>(b) Se permite la rosca en los planos de corte.</p> <p>(c) La resistencia nominal a la tracción de la parte roscada de una varilla recalcada, basada en el área de la sección en el diámetro mayor de la rosca <math>A_b</math>, será mayor que el área nominal del cuerpo <math>A_b</math> de la varilla antes del recalcado multiplicada por <math>F_y</math>.</p> <p>(d) Para bulones A325, A325M, ISO 8.8 y A490, A490M, ISO 10.9 solicitados a tracción con fatiga, ver la Sección A-K.3.</p> <p>(e) Cuando se empleen uniones del tipo de aplastamiento para empalmar barras traccionadas con bulones separados en dirección paralela a la fuerza, a más de 1300 mm, los valores tabulados deben ser reducidos en un 20 %.</p>				

**Tabla J.3.3. Dimensión nominal de los agujeros**

Diámetro de los bulones. (mm)	Dimensiones de los agujeros (mm)			
	Normales (diámetro)	Holgados (diámetro)	Ovalado cortos (ancho x largo)	Ovalados largos (ancho x largo)
				
6	8	9	-	-
7	9	10	-	-
8	10	11	-	-
10	12	13	-	-
12	14	16	14 x 18	14 x 30
14	16	18	16 x 20	16 x 35
16	18	20	18 x 22	18 x 40
20	22	24	22 x 26	22 x 50
22	24	28	24 x 30	24 x 55
24	27	30	27 x 32	27 x 60
27	30	35	30 x 37	30 x 67
>28	d+3	d+8	(d+3) x (d+10)	(d+3)x(2,5 xd)
Diámetro en pulgadas	Dimensiones de los agujeros en pulgadas			
¼	5/16	3/8	-	-
5/16	3/8	7/16	-	-
3/8	7/16	1/2	-	-
7/16	1/2	9/16	-	-
1/2	9/16	5/8	9/16 x 11/16	9/16 x 1 1/4
5/8	11/16	13/16	11/16 x 7/8	11/16 x 1 9/16
3/4	13/16	15/16	13/16 x 1	13/16 x 1 7/8
7/8	15/16	1 1/16	15/16 x 1 1/8	15/16 x 2 3/16
1	1 1/16	1 1/4	1 1/16 x 1 5/16	1 1/16 x 2 1/2
≥1 1/8	d+1/16	d+5/16	(d+1/16)x(d+3/8)	(d+1/16)x(2,5xd)

**Tabla J.3.5. Resistencia nominal a la tracción ( $F_t$ ), (MPa). Uniones de tipo aplastamiento**

Descripción de los bulones	Rosca incluida en el plano de corte	Rosca excluida del plano de corte
Bulones comunes (A307/ISO 4.6)	338 – 2,5 $f_u \leq 260$	
Bulones A325, A325M, ISO 8.8	806 – 2,5 $f_u \leq 620$	806 – 2,0 $f_u \leq 620$
Bulones A490, A490M, ISO 10.9	1012 – 2,5 $f_u \leq 778$	1012 – 2,0 $f_u \leq 778$
Partes roscadas de bulones A449 de diámetro mayor que 38,1 mm	0,98 $F_u$ – 2,5 $f_u \leq 0,75 F_u$	0,98 $F_u$ – 2,0 $f_u \leq 0,75 F_u$

## 6.7. Uniones [Apéndice J]

### 6.7.1. Resistencia al aplastamiento

La resistencia de las superficies solicitadas al aplastamiento será:

$$\phi R_n$$

$$\phi = 0,75$$

$R_n$  la resistencia nominal al aplastamiento, en kN

donde

- Para superficies mecanizadas, pernos pasantes en agujeros escariados, taladrados o punzonados y en los extremos de rigidizadores ajustados trabajando a aplastamiento:

$$R_n = 1,8F_y A_{pb}(10^{-1})$$

$F_y$ : la tensión de fluencia especificada, en MPa

$A_{pb}$ : la proyección del área

### 6.7.2. Bulones (desl. crítico)

Según **A-J.3.8(b). Uniones de deslizamiento crítico dimensionadas para cargas de servicio**, a resistencia de diseño al corte de un bulón en una unión de deslizamiento crítico para cargas de servicio será:

$$\phi F_v A_b(10^{-1})$$

$\phi = 1,0$  para agujeros normales, holgados, ovalados cortos, y ovalados largos cuando el eje más largo es perpendicular o paralelo a la línea de fuerza.

$F_v$ : la resistencia al deslizamiento crítico para cargas de servicio indicada en Tabla A-J.3.2, en MPa

$A_b$ : área nominal del cuerpo no roscado del bulón, o de la parte roscada, en  $\text{cm}^2$ .

**A-J.3.9(b). Uniones de deslizamiento crítico dimensionadas para cargas de servicio.** La resistencia de diseño al corte de un bulón en una unión de deslizamiento crítico solicitada a una fuerza de tracción  $T$  (kN) debida a las cargas de servicio que

reduce la fuerza de apriete entre las partes en contacto, será  $\phi F_v A_b(10^{-1})$ , calculada de acuerdo con lo especificado en la Sección A-J.3.8(b) multiplicada por el siguiente factor de reducción :

$$1 - \frac{T}{0,8T_b N_b}$$

$T_b$ : El pretensado mínimo del bulón dado por tabla A-J.3.1, en kN

$N_b$ : el número de bulones cargados con la tracción de servicio  $T$ , en kN

Tabla 1: **A-J.3.1.** Resistencia nominal a la tracción ( $F_t$ ), en MPa. Uniones de tipo aplastamiento.

Descripción de los bulones	Rosca incluida en el plano de corte	Rosca excluida del plano de corte
Bulones Comunes Tipo A307, ISO 4.6	$\sqrt{620^2 - 6,25f_v^2}$	
Bulones A325, A325M ISO 8.8	$\sqrt{620^2 - 6,25f_v^2}$	$\sqrt{620^2 - 4,00f_v^2}$
Bulones A490, A490M ISO 10.9	$\sqrt{778^2 - 6,42f_v^2}$	$\sqrt{778^2 - 4,04f_v^2}$
Partes roscadas de bulones A449 de diámetro mayor que 38.1 mm	$\sqrt{(0,75F_u)^2 - 6,25f_v^2}$	$\sqrt{(0,75F_u)^2 - 4,00f_v^2}$

Tabla 2: **A-J.3.2.** Resistencia al corte  $F_v$  para cargas de servicio de bulones de alta resistencia en uniones de deslizamiento crítico (a) (MPa).

Tipo de bulón	Agujeros normales	Agujeros holgados y ovalados cortos	Agujeros ovalados largos perpendicular (paralelo) a línea de fuerza
A325, A325M ISO 8.8	117	103	83 (69)
A490, A490M ISO 10.9	145	124	103 (90)

## 7. Dimensionado de elementos con armadura

Caso de carga básico

$$1, 2P_p + S_c + 1, 6W$$

El momento último de servicio (trasladando al bari-centro de la armadura) es

$$M_{us} = M_{mayorada} - N(d - h/2)$$

considerar pretensado sobre  $N$ .

### 7.1. Predimensionado de columna ante compresión

Para poder emplear métodos aproximados se plantea la siguiente desigualdad

$$h > \sqrt[3]{\frac{24 \cdot n \cdot P_u (kz\ell_u)^2}{bE_c}}$$

donde  $n$  es el factor de sobredimensionamiento (siempre mayor a 1).

## 8. Estructuras de hormigón[CIRSOC 201-2005]

### 8.1. Módulo de elasticidad [8.5]

8.5.1. El módulo de elasticidad  $E_c$  del hormigón de densidad normal (entre 2000 y 2800 kg/m<sup>3</sup>) se puede determinar con la expresión (8-1) siempre que las tensiones no superen el valor  $0,45\sqrt{f'_c}$ :

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \quad (\text{en MPa})$$

8.5.2. El módulo de elasticidad  $E_s$  de la armadura no tesa, se puede considerar igual a:

$$E_s = 200000\text{MPa} = 200\text{GPa}$$

### 8.2. Requisitos generales [9.1]

9.1.1. Las estructuras y los elementos estructurales se deben diseñar para obtener, en cualquier sección,

una resistencia igual o mayor que la resistencia requerida, determinada para las cargas mayoradas combinadas en la forma establecida en este Reglamento.

El requisito básico para el diseño por resistencia de estructuras de hormigón se puede expresar de la siguiente forma:

Resistencia de Diseño  $\geq$  Resistencia Requerida

$$\phi S_n \geq U$$

donde  $U$  es la resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas o las solicitaciones correspondientes y  $S_n$  es la resistencia nominal en N.

9.3.2. El factor de reducción de resistencia  $\phi$ , para aquellas combinaciones que no incluyen sismo, debe ser el indicado en los artículos 9.3.2.1. al 9.3.2.5. inclusive (siguientes puntos):

$\phi = 0,90$  Para secciones controladas por tracción según 10.3.4

$\phi = 0,65$  Secciones controladas por compresión según 10.3.3

### Campo de validez del capítulo 10

Este Capítulo se debe aplicar al diseño de elementos solicitados a flexión o por cargas axiales, o por una combinación de flexión y cargas axiales.

### 8.3. Nomenclatura Capítulo 10

$a$  altura del bloque de tensiones rectangular equivalente, definido en el artículo 10.2.7.1., en mm.

$A_s, A_{st}$  Área de la armadura longitudinal traccionada no tesa en mm<sup>2</sup>

$A_g$  área total o bruta de la sección. En una sección hueca,  $A_g$  es el área de hormigón solamente, en mm<sup>2</sup>

$b$  ancho del borde comprimido de la sección transversal de un elemento, en mm.

$b_w$  Alto de alma para un elemento con alas, en mm<sup>2</sup>

$c, c_t$  distancia desde la fibra comprimida extrema al eje neutro, en mm.

$h$ espesor o altura total de la sección transversal de un elemento, en mm	$M_1$ el menor momento (de primer orden), mayorado en uno de los extremos de un elemento comprimido, que se debe adoptar como positivo si el elemento presenta curvatura simple, y negativo si tiene doble curvatura, en N mm
$d$ distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa, (altura útil), en mm <sup>2</sup>	$M_2$ el mayor momento (de primer orden) mayorado, en uno de los extremos de un elemento comprimido, siempre positivo, en N mm
$d_t$ distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la capa de armadura longitudinal más traccionada, en mm.	$M_{1ns}$ momento mayorado de un elemento comprimido, en el extremo en el cual actúa $M_1$ , debido a cargas que no originan desplazamiento lateral apreciable, y calculado mediante un análisis elástico de primer orden del pórtico, en N mm.
$E_c$ módulo de elasticidad del hormigón, en MPa. Ver el artículo 8.5.1.	$M_{1s}$ momento mayorado de un elemento comprimido, en el extremo en el cual actúa $M_1$ , debido a cargas que originan un desplazamiento lateral apreciable, y calculado mediante un análisis elástico de primer orden del pórtico, en N mm.
$E_s$ módulo de elasticidad de la armadura no tesa, en MPa. Ver el artículo 8.5.2.	$P_b$ resistencia nominal para carga axial (resistencia axial nominal) en la condición de deformación balanceada, en N. Ver el artículo 10.3.2.
$C_m$ factor que relaciona el diagrama real de momentos con un diagrama equivalente de momentos uniforme.	$P_c$ carga crítica de pandeo, en N. Ver el artículo 10.12.3.
$k$ factor de longitud efectiva para elementos comprimidos.	$P_n$ resistencia nominal para la carga axial, (resistencia axial nominal) de la sección transversal, en N.
$I_g$ momento de inercia de la sección total o bruta del elemento de hormigón con respecto al eje baricéntrico, sin considerar la armadura, en mm <sup>4</sup> .	$P_u$ esfuerzo axial mayorado para una excentricidad dada ( $P_u \leq \phi P_n$ ), en N. Se debe considerar positivo para compresión y negativo para tracción.
$f'_c$ resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa. $\sqrt{f'_c}$ también es en MPa	$Q$ índice de estabilidad de un piso. Ver el artículo 10.11.4.
$f_y$ tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa, (corresponde al límite de fluencia de la norma IRAM-IAS), en MPa.	$\beta_d$ relación utilizada para calcular los momentos amplificados en las columnas debidos a las cargas sostenidas o de larga duración. Ver los artículos 10.11.1. y 10.13.6.
$\ell_u$ longitud sin apoyo lateral de un elemento comprimido, en mm. Ver el artículo 10.11.3.1.	$\beta_1$ factor que relaciona la altura del bloque de tensiones de compresión rectangular equivalente con la profundidad del eje neutro. Ver el artículo 10.2.7.3.
$M_c$ momento mayorado debido a las cargas que producen un desplazamiento horizontal apreciable, en N mm.	
$M_s$ momento mayorado debido a las cargas que producen un desplazamiento horizontal apreciable, en N mm.	
$M_u$ momento mayorado en la sección considerada, en N mm.	

- $\delta_{ns}$  factor de amplificación de momentos para pórticos indesplazables, utilizado para reflejar los efectos de la curvatura entre los extremos del elemento comprimido.
- $\delta_s$  factor de amplificación de momentos para pórticos desplazables, utilizado para reflejar el desplazamiento lateral que resulta de las cargas gravitatorias y de las cargas laterales.
- $\Delta_o$  desplazamiento lateral relativo entre el extremo superior e inferior de un piso debido a los esfuerzos horizontales, calculado mediante un análisis elástico de primer orden del pórtico, con valores de rigideces que satisfagan lo especificado en el artículo 10.11.1.
- $\varepsilon_t$  deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal, excluyendo las deformaciones debidas a la tensión efectiva del pretensado, la fluencia lenta, la contracción y las variaciones de temperatura.
- $\rho$  cuantía de la armadura traccionada, no tesa; relación entre  $A_s$  y  $bd$ , ( $\rho = A_s/bd$ ). Ver el artículo C 10.3.3. y el Apéndice B.
- $\rho_b$  cuantía de la armadura que produce condiciones de deformación balanceadas; relación entre  $A_s$  y  $bd$  ( $\rho_b = A_s/bd$ ). Ver el artículo 10.3.2.
- $\phi$  factor de reducción de la resistencia. Ver el artículo 9.3.

#### 8.4. Hipótesis de diseño [10.2]

10.2.1. El diseño por resistencia de elementos solicitados a flexión y cargas axiales se debe fundamentar en las hipótesis establecidas en los artículos 10.2.2. a 10.2.7. inclusive y debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de las deformaciones.

10.2.2. Las deformaciones específicas en la armadura y en el hormigón se deben suponer directamente proporcionales a la distancia al eje neutro, excepto en vigas de gran altura

10.2.3. Para la determinación de la resistencia nominal de una sección, se debe considerar como máxima deformación en la fibra extrema del hormigón sometida a compresión un valor igual a 0,003.

10.2.4. La tensión en el acero se debe calcular como  $E_s \varepsilon_s$  veces la deformación de la armadura, siempre que dicha tensión resulte menor que la tensión de fluencia especificada  $f_y$ . Para deformaciones mayores que la correspondiente a  $f_y$ , la tensión se debe considerar independiente de la deformación, e igual a  $f_y$ .

10.2.5. La resistencia a la tracción del hormigón no se debe considerar en el dimensionamiento de los elementos de hormigón armado solicitados a flexión y a cargas axiales, excepto cuando se cumplan los requisitos del artículo 18.4.

10.2.6. La relación entre la tensión de compresión en el hormigón y la deformación específica del hormigón, se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica, o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida en forma sustancial con los resultados de ensayos.

10.2.7. Los requisitos del artículo 10.2.6. se satisfacen con una **distribución rectangular equivalente** de tensiones en el hormigón, definida en los artículos 10.2.7.1. a 10.2.7.3. inclusive.

10.2.7.1. La tensión en el hormigón se adopta igual a  $0,85 f'_c$ , y se supone uniformemente distribuida en una zona de compresión equivalente, limitada por los extremos de la sección transversal, y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia  $a = \beta_1 c$ , a partir de la fibra comprimida con deformación máxima.

10.2.7.2. La distancia  $c$ , entre la fibra comprimida con deformación máxima y el eje neutro, se debe medir en dirección perpendicular a dicho eje.

10.2.7.3. Como valor del factor  $\beta_1$  se debe adoptar:

$$\begin{aligned} \text{para } f'_c \leq 30 \text{ MPa} \quad & \beta_1 = 0,85 \\ \text{para } f'_c > 30 \text{ MPa} \quad & \beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 30 \text{ MPa})}{7} \end{aligned}$$

siempre que  $\beta_1 > 0,65$

#### 8.5. Principios y requisitos generales [10.3]

10.3.1. El diseño de una sección transversal solicitada a cargas axiales o a flexión, o a una combinación de ambas (flexocompresión), se debe basar en la **compatibilidad de tensiones y deformaciones**, utilizando las hipótesis establecidas en el artículo 10.2.

10.3.2. La condición de deformación balanceada se define como aquella situación que se produce en una sección transversal cuando la deformación en la armadura traccionada es la correspondiente a la tensión de fluencia especificada  $f_y$ , y en la fibra comprimida con deformación máxima la deformación específica es igual al valor último ( $\varepsilon_t = \text{valor último}$ ), adoptado igual a 0,003.

10.3.3. Las secciones son controladas por compresión cuando la deformación neta por tracción en el acero más traccionado,  $\varepsilon_t$ , es igual o menor que la deformación límite controlada por compresión ( $\varepsilon_t = f_y/E_s$ ), y en el hormigón comprimido la deformación específica es igual al valor último, adoptado igual a 0,003.

La deformación límite controlada por compresión es la deformación específica neta de tracción en la armadura, en condiciones de deformación balanceada. Para la armadura  $f_y = 420$  MPa y para todas las armaduras pretensadas, se permite fijar el límite de la deformación controlada por compresión en un valor igual a 0,002.

10.3.4. Las secciones son controladas por tracción cuando la deformación neta por tracción en el acero más traccionado,  $\varepsilon_t$ , es igual o mayor que 0,005 y en el hormigón comprimido la deformación específica es igual al valor último, adoptado igual a 0,003.

Las secciones con una deformación neta por tracción en el acero más traccionado,  $\varepsilon_t$ , comprendida entre la deformación límite controlada por compresión ( $\varepsilon_t = f_y/E_s$ ) y el valor 0,005, corresponden a una región de transición entre las secciones controladas por compresión y aquellas controladas por tracción.

10.3.5. Para los elementos no pretensados solicitados a flexión y para los elementos no pretensados solicitados por una carga de compresión axial mayorada menor que  $0,10f'_cA_g$ , ( $\phi P_n \leq 0,10f'_cA_g$ ), la deformación neta de tracción,  $\varepsilon_t$ , para la resistencia nominal debe ser igual o mayor que 0,004.

**10.3.6.** La resistencia de diseño a carga axial,  $\phi P_n$ , de los elementos comprimidos, debe ser igual o menor que  $\phi P_{n,\text{máx}}$ , determinada mediante las expresiones (10-1) ó (10-2).

10.3.6.2. Para elementos no pretensados armados con estribos cerrados, que cumplan con el artículo

7.10.5. (columnas), se debe utilizar:

$$\phi P_{n,\text{máx}} = 0,80\phi [0,85f'_c(A_g - A_{st}) + f_yA_{st}]$$

Ver código para elementos pretensados o con zunchos en espiral.

10.3.7. Los elementos solicitados por una carga axial de compresión se deben diseñar para el momento máximo que pueda acompañar a dicha carga axial. La carga axial mayorada,  $P_u$ , para una excentricidad dada, no debe exceder el valor de la resistencia de diseño a carga axial,  $\phi P_n$ , especificada en el artículo 10.3.6. El momento máximo mayorado,  $M_u$ , se debe incrementar por los efectos de la esbeltez, de acuerdo con las especificaciones del artículo 10.10.

## 8.6. Armadura mínima en elementos solicitados a flexión [10.5]

10.5.1. El área  $A_s$  adoptada en cada sección de un elemento solicitado a flexión, en el que se requiera por cálculo armadura de tracción, con excepción de los casos definidos en los artículos 10.5.2., 10.5.3. y 10.5.4., debe ser como mínimo:

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b_w d \quad \text{siempre que} \quad A_{s,\text{mín}} \geq \frac{1,4b_w d}{f_y}$$

## 8.7. Límites para la armadura de elementos comprimidos [10.9]

10.9.1. El área de armadura longitudinal,  $A_{st}$ , para elementos comprimidos no compuestos, debe ser:

$$0,01A_g \leq A_{st} \leq 0,08A_g$$

## 8.8. Momentos amplificados - Conceptos generales

10.11.1. Las fuerzas axiales mayoradas,  $P_u$ , los momentos mayorados  $M_1$  y  $M_2$  en los extremos de la columna y, cuando se requiera, la deformación lateral de piso,  $\Delta_o$ , se deben calcular por medio de un análisis elástico de primer orden del pórtico, considerando el efecto de las cargas axiales, la presencia de



zonas fisuradas a lo largo del elemento y los efectos de la duración de las cargas en las propiedades de la sección. Como alternativa, se permiten utilizar para los elementos de la estructura las propiedades que se especifican en la Tabla 10.11.1.

### 8.9. Momentos amplificados - Pórticos indesplazables [10.12]

10.12.1 Para los elementos comprimidos en pórticos indesplazables, el factor de longitud efectiva  $k$  debe ser igual a 1.

10.12.2. En los pórticos indesplazables se pueden ignorar los efectos de la esbeltez, en aquellos elementos comprimidos que verifiquen la siguiente expresión

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 34 - 12 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \quad \text{con} \quad 34 - 12 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) = 40$$

donde el término  $M_1/M_2$  es positivo si el elemento se deforma con curvatura simple (momentos extremos de igual signo) y negativo si el elemento se deforma con curvatura doble (momentos extremos de distinto signo). Ambos momentos son de primer orden.

10.12.3. Los elementos comprimidos se deben dimensionar para la carga axial mayorada  $P_u$  y para el momento mayorado y amplificado por los efectos de la curvatura del elemento,  $M_c$ , de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$M_c = \delta_{ns} M_2$$

siendo

$$\begin{aligned} \delta_{ns} &= \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1,0 \\ P_c &= \frac{\pi^2 EI}{(k\ell_u)^2} \\ EI &= \frac{0,2E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta_d} \quad \text{ó} \\ EI &= \frac{0,4E_c I_g}{1 + \beta_d} \end{aligned}$$

Para pórticos **indesplazables**,  $\beta_d$ , es la relación entre la máxima carga axial mayorada que actúa en

forma permanente (carga de larga duración) y la máxima carga axial mayorada asociada a la misma combinación de cargas.

Para pórticos **desplazables**, excepto en el caso especificado en el artículo 10.13.6.,  $\beta_d$  es la relación entre el máximo corte mayorado que actúa en forma permanente (carga de larga duración) en un entrepiso y el corte máximo mayorado de ese entrepiso.

10.12.3.1. El coeficiente  $C_m$ , para los elementos sin cargas transversales entre sus apoyos, se debe obtener de la siguiente expresión:

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0,4$$

Para elementos con cargas transversales entre sus apoyos  $C_m = 1$

### 8.10. Momentos amplificados - Pórticos desplazables [10.13]

10.13.1. Para elementos comprimidos en pórticos desplazables, el factor de longitud efectiva  $k$ , se debe determinar utilizando los valores de  $E$  e  $I$  indicados en el artículo 10.11.1/8.5, y debe ser  $k > 1$

10.13.2. En los elementos comprimidos desplazables, o sea no arriostrados contra el desplazamiento lateral, se permite despreciar los efectos de la esbeltez, cuando se verifique que  $k\ell_u/r < 22$

10.13.3. Los momentos  $M_1$  y  $M_2$  en los extremos de un elemento individual comprimido, se deben obtener con las siguientes expresiones:

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$$

donde  $\delta_s M_{1s}$  y  $\delta_s M_{2s}$  se deben calcular de acuerdo con 10.13.4

#### 8.10.1. Determinación de $\delta_s M_s$ [10.13.4]

10.13.4.1. Los momentos amplificados por efecto del desplazamiento lateral,  $\delta_s M_s$ , se deben considerar como los momentos extremos de la columna, determinados por medio de un análisis elástico de segundo orden basado en las rigideces del elemento, establecidas en el artículo 10.11.1.

10.13.4.2. En forma alternativa y sólo cuando las columnas del piso tengan igual altura, el valor de  $\delta_s M_s$  se podrá calcular con la siguiente expresión :

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - Q} \geq M_s$$

Si el valor de  $\delta_s$  , determinado con la expresión (10-17), es  $> 1,5$ , entonces el valor  $\delta_s M_s$  se debe calcular de acuerdo con lo indicado en los artículos 10.13.4.1. ó 10.13.4.3.

10.13.4.3. Otra forma de determinación consiste en calcular el momento amplificado por desplazamiento lateral,  $\delta_s M_s$  , con la siguiente expresión:

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum P_u}{0,75 \sum P_c}} \geq M_s$$

$\sum P_u$  la sumatoria de todas las cargas verticales mayores en un piso

$\sum P_c$  la sumatoria de las cargas de las columnas que resisten el desplazamiento lateral de un piso,

$P_c$  la carga crítica determinada con la expresión (10-10), utilizando para  $k$  el valor indicado en el artículo 10.13.1.

10.13.7. En pórticos desplazables, los elementos solicitados a flexión se deben diseñar para la totalidad de los momentos amplificados de los elementos comprimidos que concurren al nudo.

Tabla 2.1. Clases de exposición generales que producen corrosión de armaduras

1	2	3	4	5	6
EXPOSICIÓN					
Desig.	Clase	Subclase	Tipo de proceso	Descripción del medio ambiente	Ejemplos ilustrativos de estructuras donde se pueden dar las clases de exposición
A 1	No agresiva		Ninguno	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Interiores de edificios no sometidos a condensaciones</li> <li>• Elementos exteriores de edificios, revestidos</li> <li>• Hormigón masivo interior</li> <li>• Estructuras en ambientes rurales y climas desérticos, con precipitación media anual &lt; 250 mm.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Interiores de edificios protegidos de la intemperie</li> <li>• Columnas y vigas exteriores revestidas con materiales cerámicos o materiales que demoran la difusión del CO<sub>2</sub>.</li> <li>• Elementos estructurales de hormigón masivo que no están en contacto con el medio ambiente. Parte interior de los mismos.</li> </ul>
A 2	Ambiente Normal	Temperatura moderada y fría, sin congelación. Humedad alta y media o con ciclos de mojado y secado	Corrosión por carbonatación	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Interiores de edificios expuestos al aire con HR ≥ 65 % o a condensaciones</li> <li>• Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual &lt; 1.000 mm.</li> <li>• Elementos enterrados en suelos húmedos o sumergidos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sótanos no ventilados</li> <li>• Fundaciones</li> <li>• Tableros y pilas de puentes</li> <li>• Elementos de hormigón en cubiertas de edificios</li> <li>• Exteriores de edificios.</li> <li>• Interiores de edificios con humedad del aire alta o media</li> </ul>
A 3	Clima cálido y húmedo		Corrosión por carbonatación	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual ≥ 1.000 mm</li> <li>• Temperatura media mensual durante más de 3 meses al año ≥ 25° C.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Pavimentos</li> <li>• Losas para estacionamientos</li> </ul>

Tabla 2.1. Clases de exposición generales que producen corrosión de armaduras (continuación)

1	2	3	4	5	6
EXPOSICIÓN					
Desig.	Clase	Subclase	Tipo de proceso	Descripción del medio ambiente	Ejemplos ilustrativos de estructuras donde se pueden dar las clases de exposición
C L	Húmedo o sumergido, con cloruros de origen diferente del medio marino		Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"><li>• Superficies de hormigón expuestas al rociado o la fluctuación del nivel de agua con cloruros</li><li>• Hormigón expuesto a aguas naturales contaminadas por desagües industriales</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Piletas de natación sin revestir.</li><li>• Fundaciones en contacto con aguas subterráneas</li><li>• Cisternas en plantas potabilizadoras</li><li>• Elementos de puentes</li></ul>
M 1	Marino	Al aire	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"><li>• A más de 1 km. de la línea de marea alta y contacto eventual con aire saturado de sales.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Construcciones alejadas de la costa pero en la zona de influencia de los vientos cargados de sales marinas (*).</li></ul>
M 2		Al aire	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"><li>• A menos de 1 km. de la línea de marea alta y contacto permanente o frecuente con aire saturado con sales</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Construcciones próximas a la costa.</li></ul>
		Sumergidos	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"><li>• Sumergidos en agua de mar, por debajo del nivel mínimo de mareas.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Estructuras de defensas costeras</li><li>• Fundaciones y elementos sumergidos de puentes y edificios en el mar</li></ul>
M 3		Sumergidos	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"><li>• En la zona de fluctuación de mareas o expuesto a salpicaduras del mar</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Estructuras de defensas costeras, fundaciones y elementos de puentes y edificios</li></ul>

(\*) La distancia máxima depende de la dirección de los vientos predominantes. Cuando ellos provengan del mar, como ocurre en la mayor parte del litoral de la Provincia de Buenos Aires, esta zona está entre 1 km y 10 km. En la mayor parte de la Patagonia esta zona es inexistente. El Director del Proyecto deberá acotar los límites de aplicación de esta zona de agresividad.

Figura 1: CIRSOC 201

## DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

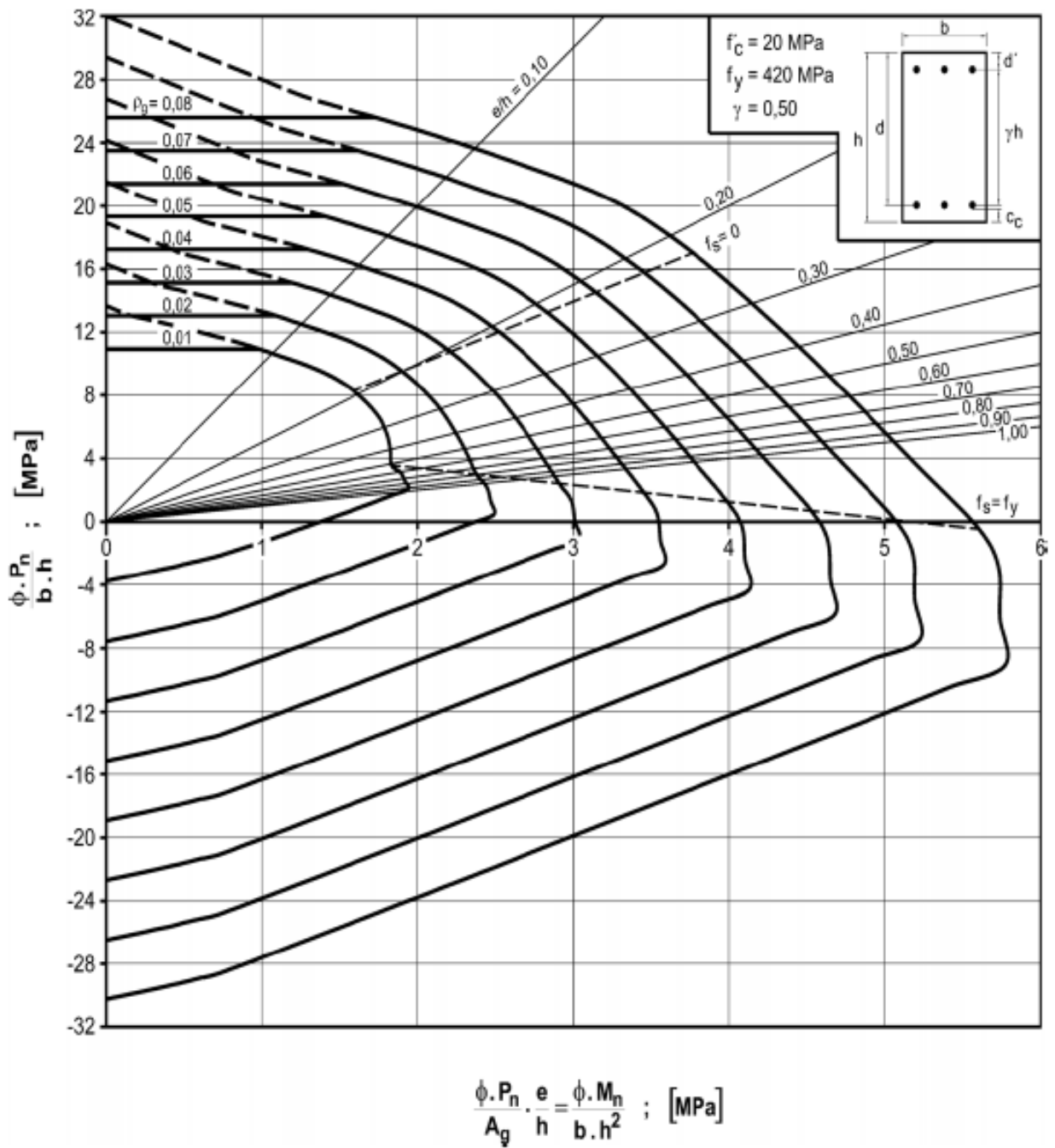


DIAGRAMA I.1

Diagrama de interacción de la resistencia de secciones rectangulares con barras en las caras extremas.  $f'_c = 20 \text{ MPa}$  y  $\gamma = 0,50$ .