



UNIVERSIDAD
NACIONAL DE
CHIMBORAZO

Unach
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO

CARRERA DE
INGENIERÍA CIVIL

PUENTES

Ing. Marcelo David Guerra Valladares, MSc.

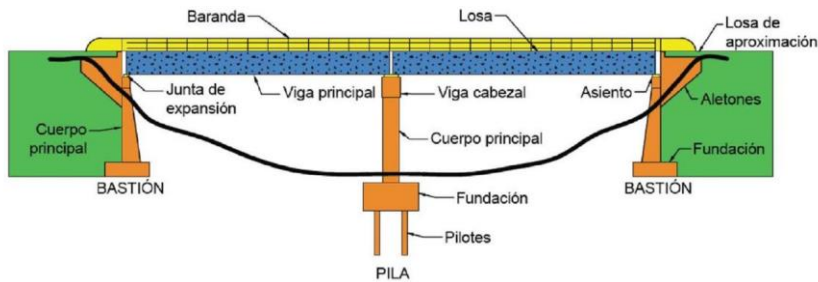
Magíster en Ingeniería Civil – Mención Estructuras Sismorresistentes

Especialista Estructural



UNIDAD 3

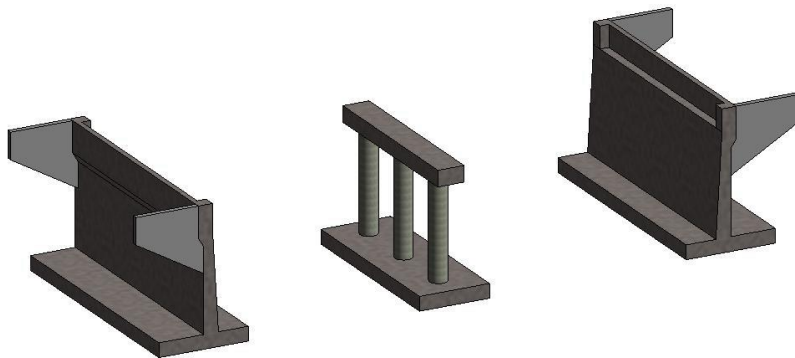
DISEÑO Y CÁLCULO DE LA
INFRAESTRUCTURA



Definición

La subestructura es la parte del puente debajo del apoyo (bearing), usada para soportar la superestructura del puente y transmite todas esas cargas al suelo de cimentación

En este sentido, las subestructuras del puente incluyen los estribos, pilares, paredes de ala o muros de contención, y estructuras de cimentación como columnas zapatas.





Definición

Tanto los estribos (abutment) como las pilas (piers) son estructuras verticales utilizadas para soportar las cargas desde los apoyos (bearings) del puente o directamente desde las superestructuras y para transmitir la carga a la cimentación. Sin embargo, los estribos se refieren a los soportes situados al principio o al final del puente, mientras que los pilares son los soportes intermedios. Por lo tanto, un puente con un solo tramo tiene solamente topes en ambos extremos, mientras que los puentes de varios vanos también necesitan pilares intermedios para soportar la superestructura del puente.



Estribos

¿Qué es el estribo de puente?

Un estribo es una parte muy importante de un puente ya que transfiere las cargas de la superestructura a la cimentación. El estribo es cada una de las estructuras extremas del puente que sirve de apoyo a la superestructura, y contiene tras de sí el terraplén de aproximación

El estribo se diseña para soportar las cargas debidas al su peso propio, la superestructura del puente, la carga viva o móvil en la superestructura, el empuje del terraplén.

El diseño debe ser investigado para cualquier combinación de estas fuerzas que pueda producir la condición más severa de carga. Generalmente, un estribo consta de las siguientes partes: El asiento del puente, cabezal, cuerpo, aletas y fundación

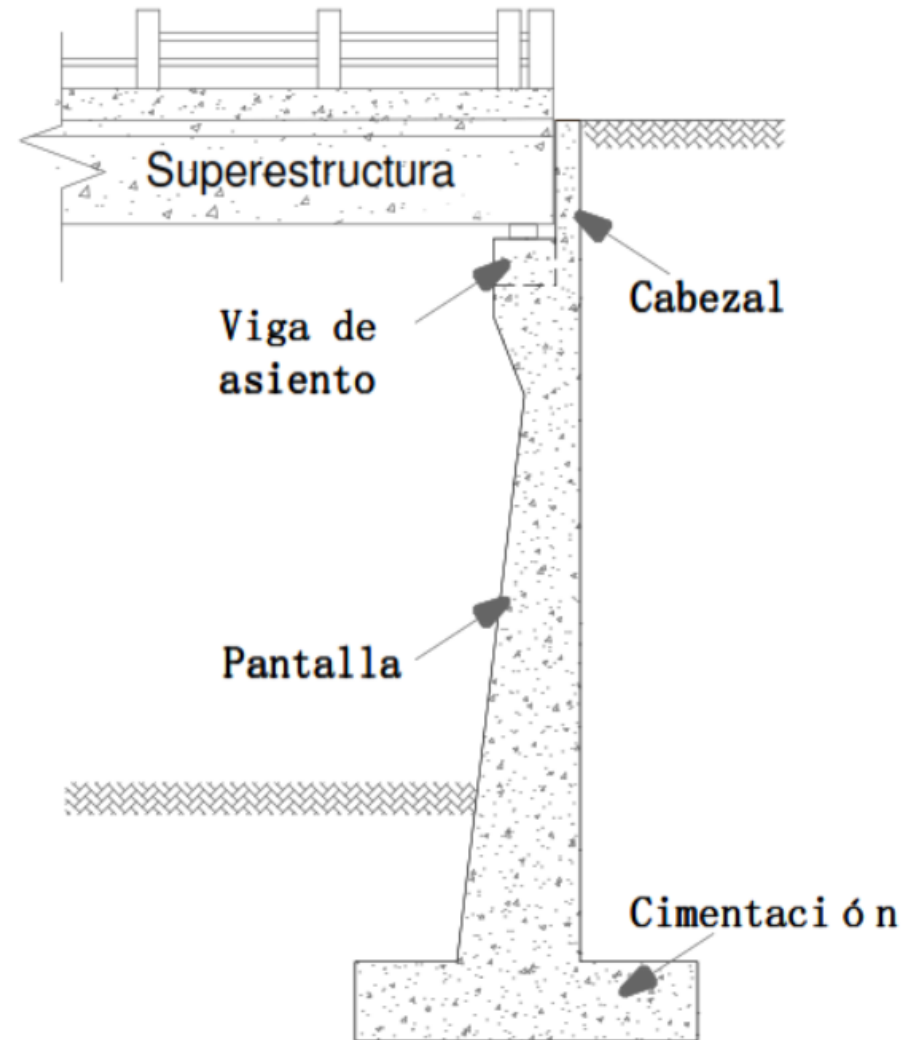


Partes que conforman un estribo

Cabezal o espaldar: Sirve de mucho de contención del suelo del relleno, que se halla por encima de la superficie del asiento del puente e impide que este relleno actúe directamente sobre la superestructura.

Viga de asiento: sobre esta se colocan los aparatos de apoyo los cuales reciben las cargas directas de la superestructura y transmiten al cuerpo del estribo.

Cuerpo o pantalla: Confina el suelo de relleno, por lo que su principal función es resistir el empuje del relleno situado en la parte posterior del estribo.



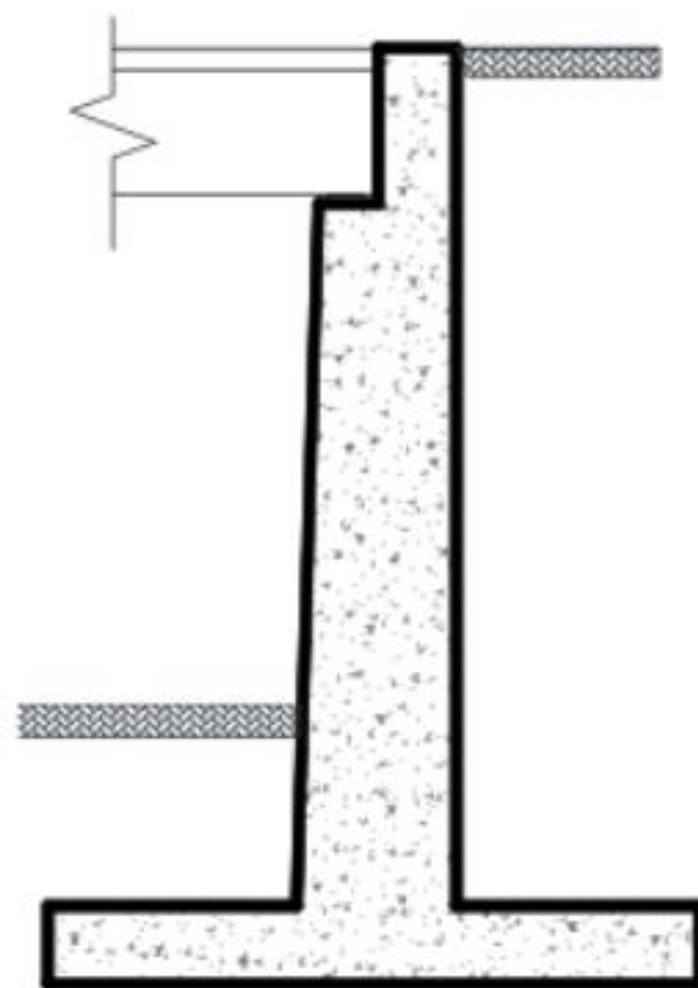
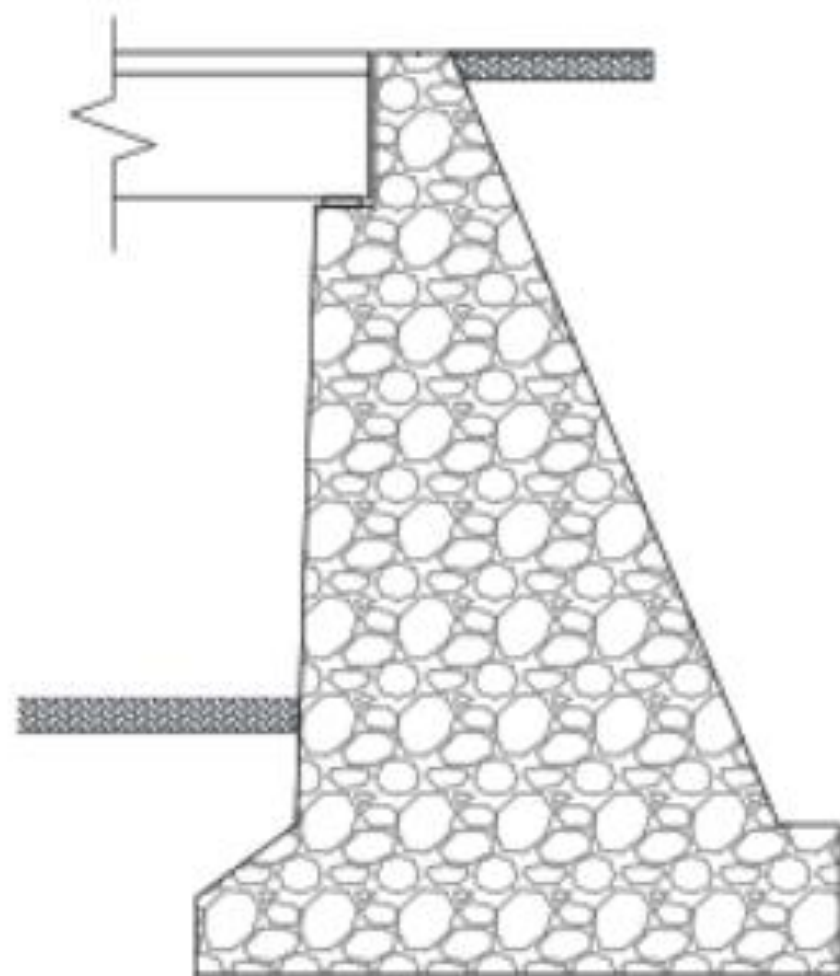
Clasificación de los estribos

Estribos a gravedad

Este tipo de estribos no presenta armadura en sus elementos por lo que el hormigón es el encargado de absorber todos los esfuerzos, por lo que son elementos masivos, generalmente se acostumbra a fabricarlos con hormigón ciclópeo. Pueden ser utilizado hasta una altura de 6m

Estribos en voladizo.

Constituido por una pantalla en voladizo que se empota a una zapata de fundación. La cual se encarga de soportar los empujes del relleno. Pueden ser utilizado hasta una altura de 10,00m



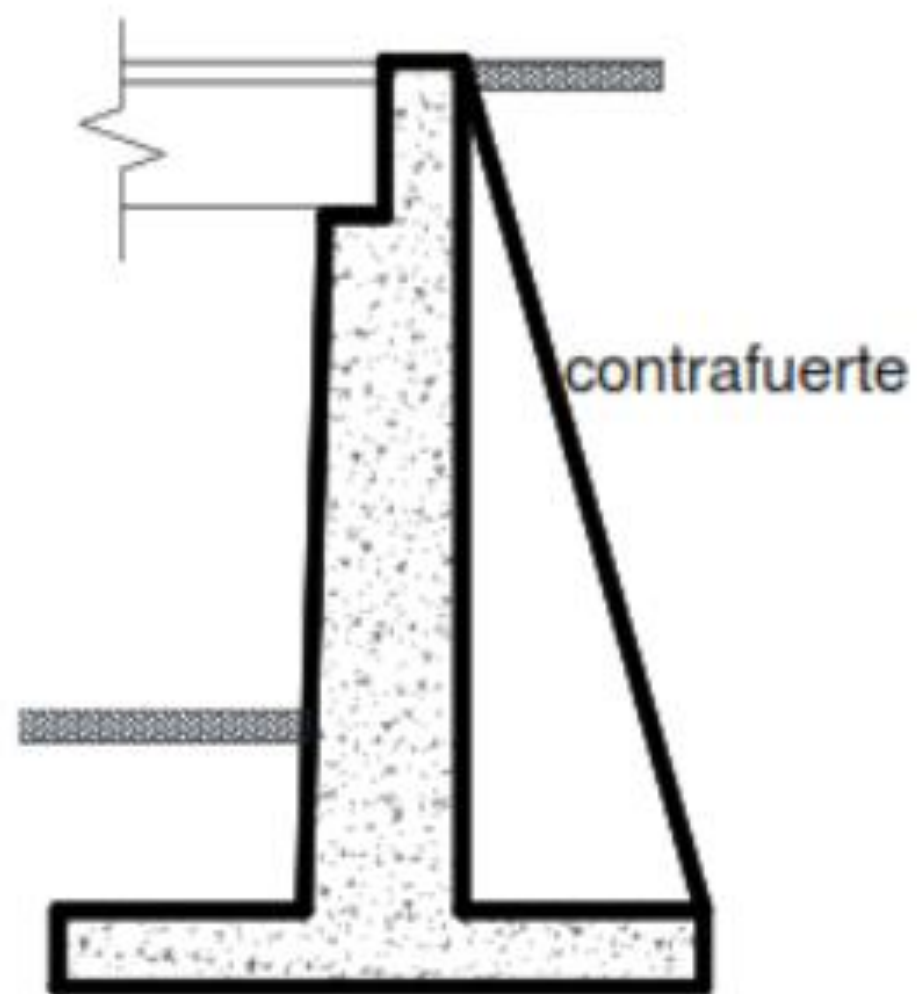
Clasificación de los estribos

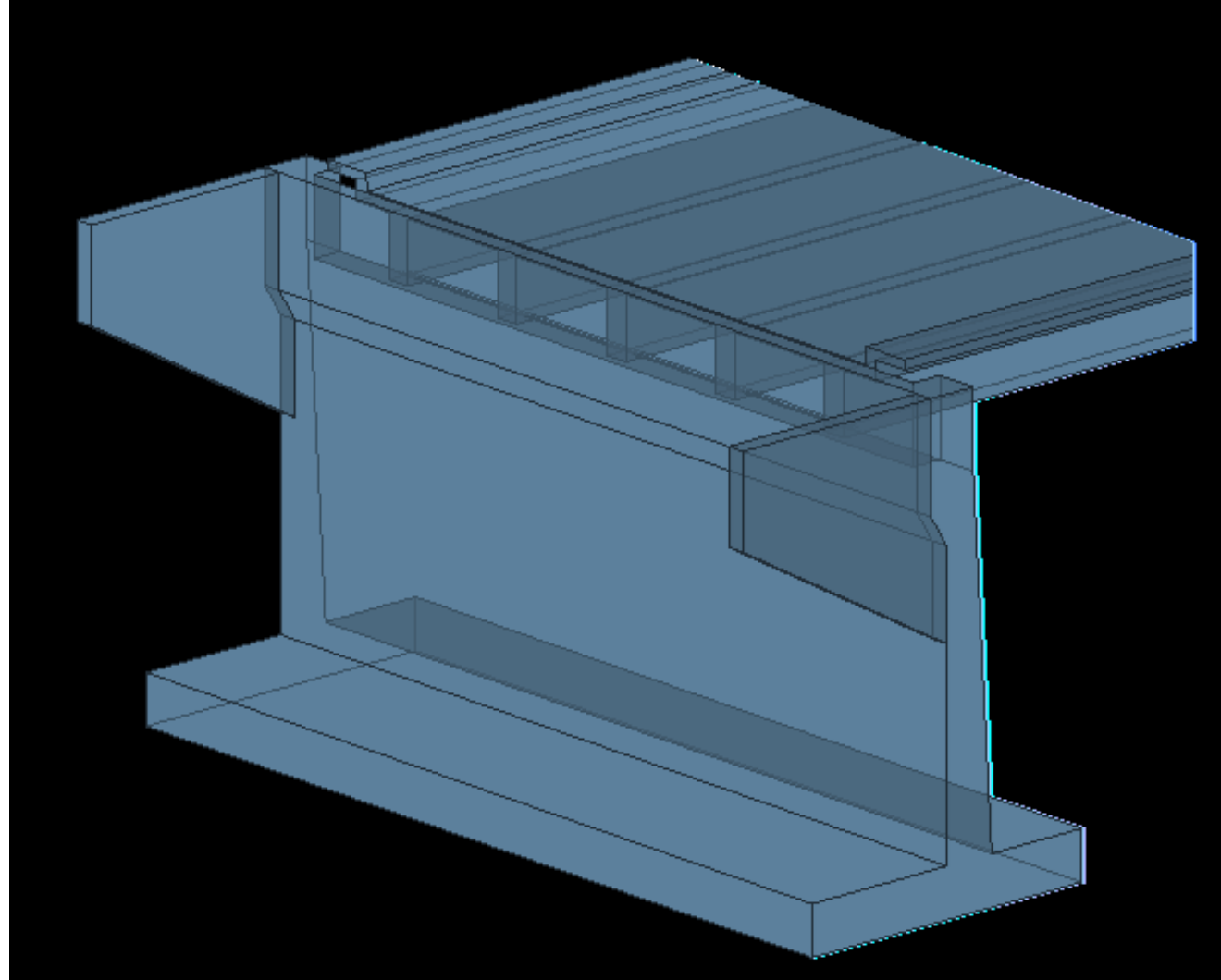
Estribos con contrafuertes:

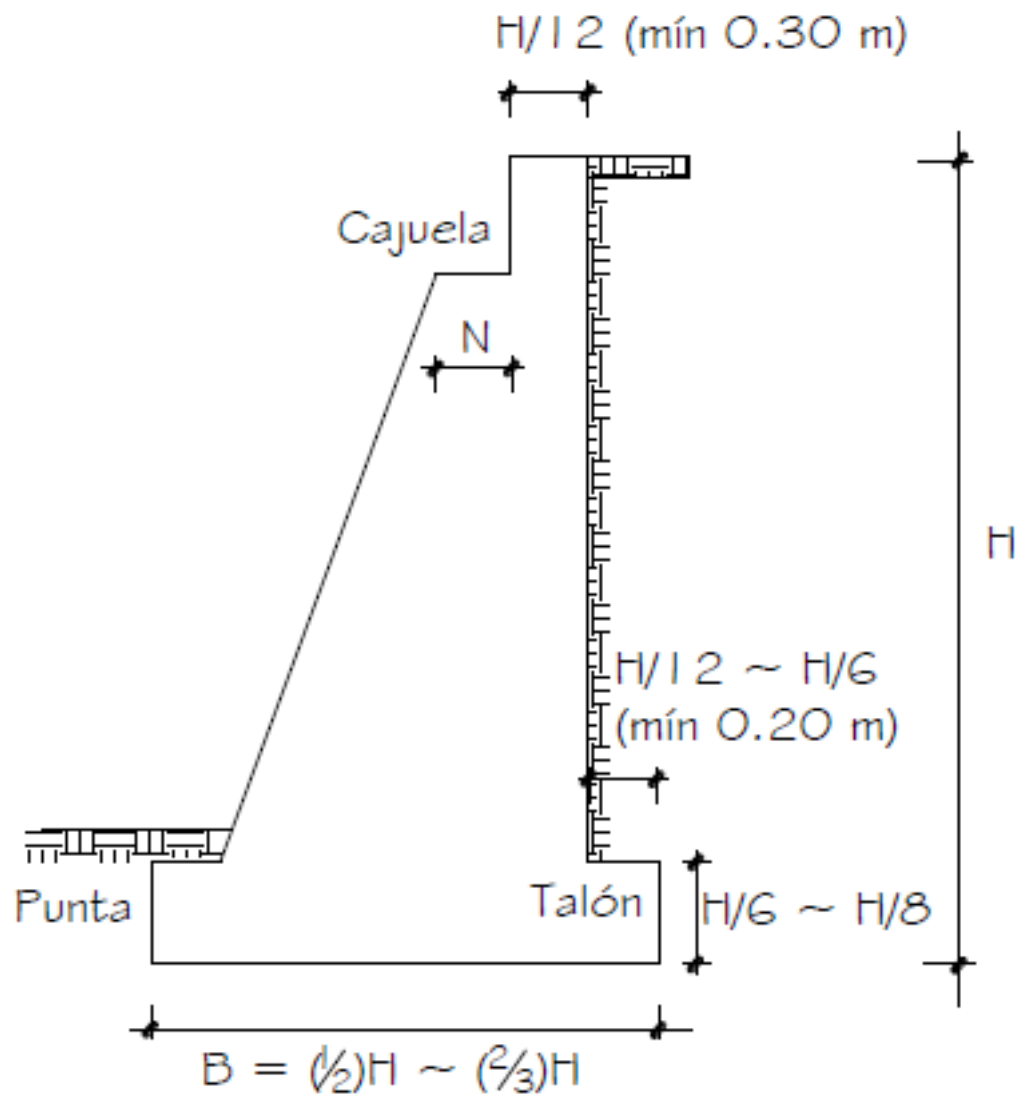
Están conformados por contrafuertes perpendiculares a la pantalla que trabaja como una losa continua, el objetivo es producir pantallas esbeltas, por lo que se recomienda utilizarlas con una altura mayores de los 10,00m

Materiales:

1. Mampostería de piedra
2. Hormigón ciclópeo
3. Hormigón armado
4. Hormigón postensado







Predimensionamiento de Estribos – Estribos a gravedad

$$N = (200 + 0,0017L + 0,0067H) * (1 + 0,000125 * S)$$

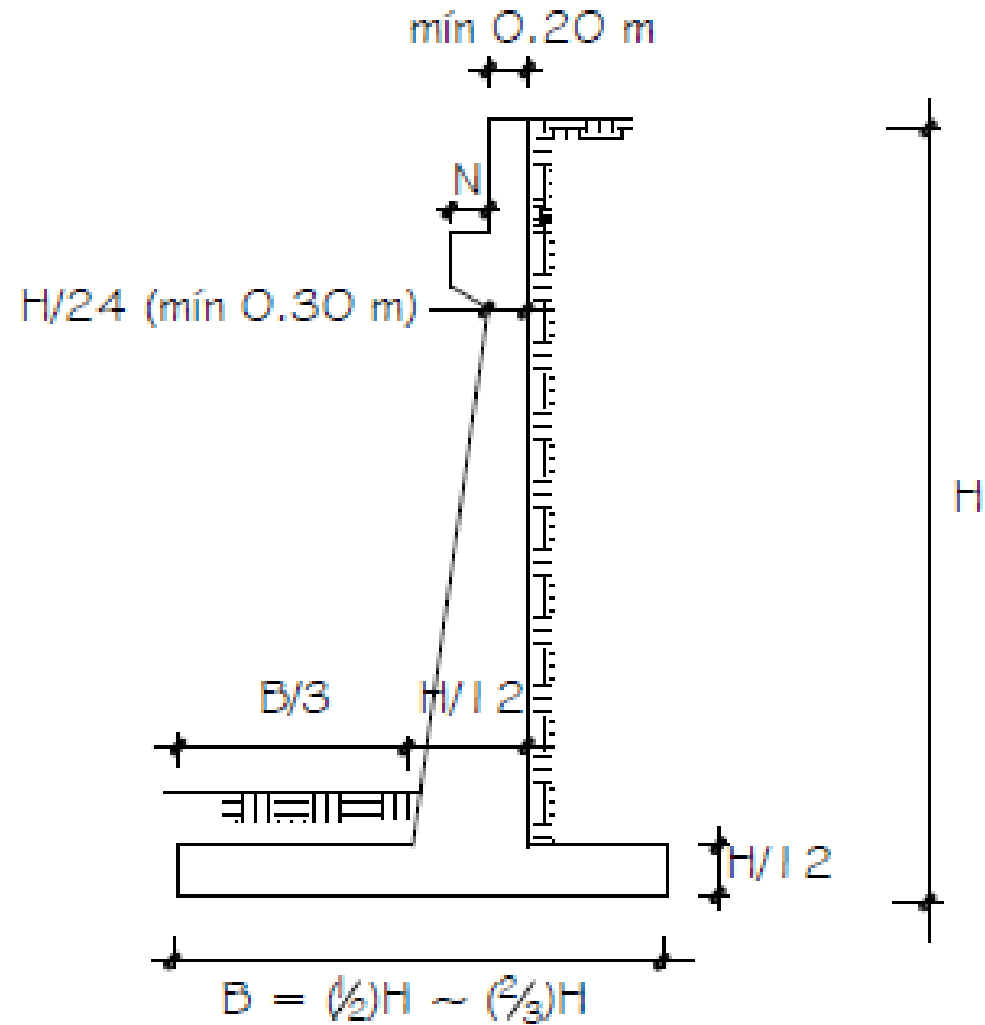
AASHTO LRDF (4.7.4.4 – 1)

N = longitud mínima (empírica) de la cajuela, medida normalmente a la línea central del apoyo (mm).

L = distancia del tablero del puente a la junta de expansión adyacente o al final del tablero del puente (mm). Para articulaciones entre luces, L debe tomarse como la suma de la distancia a ambos lados de la articulación. Para puentes de un solo tramo L es igual a la longitud del tablero del puente (mm).

H = para estribos, la altura promedio de las columnas que soportan al tablero del puente hasta la próxima junta de expansión. Para columnas y/o pilares, la altura del pilar o de la columna. Para articulaciones dentro de un tramo, la altura promedio entre dos columnas ó pilares adyacentes (mm). = 0, para puentes simplemente apoyados.

S = desviación del apoyo medido desde la línea normal al tramo (°).



Predimensionamiento
de Estribos – Estribos en
voladizo

Cargas a considerar en la infraestructura

AASHTO clasifica las cargas actuantes como cargas PERMANENTES o como cargas TRANSITORIAS.

Las cargas PERMANENTES son aquellas que se encuentran presentes la mayor parte del tiempo durante la vida de la estructura. El orden de magnitud de las cargas permanentes es predecible

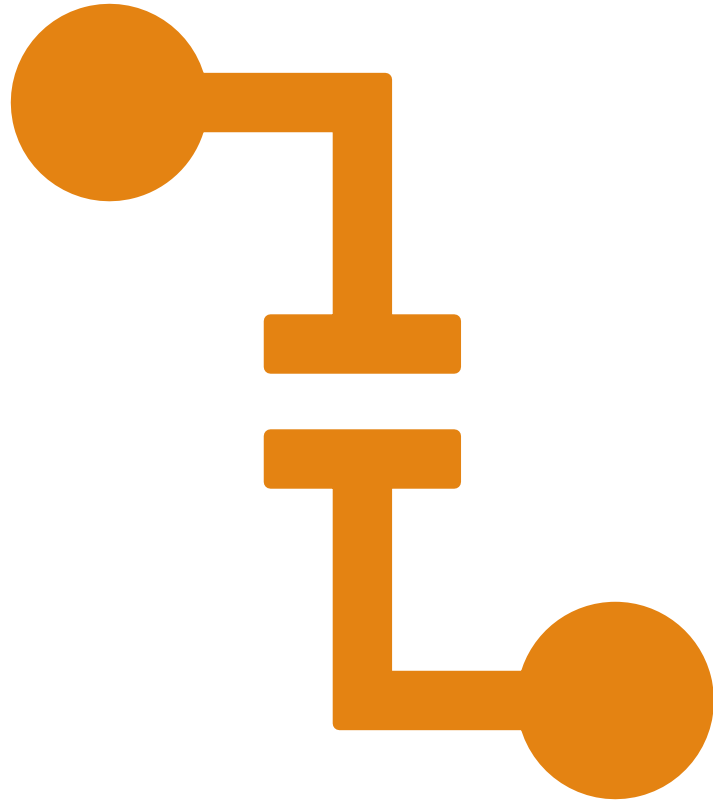
Las siguientes son las cargas identificadas por AASHTO como cargas permanentes:

1. Peso Propio de los Componentes Estructurales (DC)
2. Cargas Muertas (DW)
3. Empuje de Tierras Vertical (EV)
4. Empuje de Tierras Horizontal (EH)
5. Sobre carga de Tierras (ES)

CARGAS DE PESO PROPIO (DC) Y CARGA MUERTA (DW)

Table 3.5.1-1 Densities.

Material		Density (kg/m ³)
Aluminum Alloys		2800
Bituminous Wearing Surfaces		2250
Cast Iron		7200
Cinder Filling		960
Compacted Sand, Silt, or Clay		1925
Concrete	Low-density	1775
	Sand-low-density	1925
	Normal Density with $f_c \leq 35$ MPa	2320
	Normal Density with $35 < f_c \leq 105$ MPa	$2240 + 2.29 f_c$
Loose Sand, Silt, or Gravel		1600
Soft Clay		1600
Rolled Gravel, Macadam, or Ballast		2250
Steel		7850
Stone Masonry		2725
Wood	Hard	960
	Soft	800
Water	Fresh	1000
	Salt	1025
Item		Mass per Unit Length (kg/mm)
Transit Rails, Ties, and Fastening per Track		0.30



Cargas a considerar en la infraestructura

Las siguientes son las cargas identificadas por AASHTO como cargas transitorias:

Carga Viva Vehicular (LL+IM)

Cargas de Frenado (BR)

CARGAS PERMANENTES: EMPUJE DE TIERRAS

La rigidez de la estructura y las características del material contenido son los factores que influyen de manera más significativa en el desarrollo de las presiones horizontales de tierras.

Las estructuras que pueden movilizarse o deflectarse alejándose del suelo contenido pueden desarrollar un estado activo de presiones en la masa de suelo.

Las estructuras que se encuentran restringidas al movimiento deben ser diseñadas para resistir una distribución de presiones de tierra en reposo.

Las estructuras que se encuentran forzadas a deflectarse horizontalmente contra un suelo contenido deben ser diseñadas para resistir una presión de tierras pasiva.

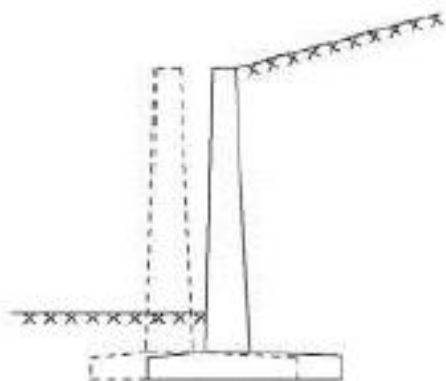
AASHTO considera el empuje pasivo no como una carga sino como un componente de resistencia.

Empuje de tierra

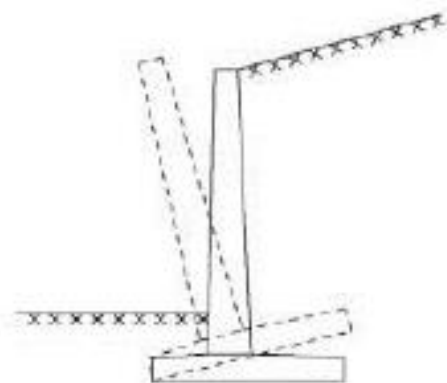
Se lo determina tomando en cuenta que todo el volumen de tierra, en contacto lateral con la estructura, ejerce una fuerza sobre ella generando una acción que se denomina empuje de tierras.

El problema consiste en estimar el empuje activo del terreno y diseñarlo para que sea seguro, antes los siguientes chequeos:

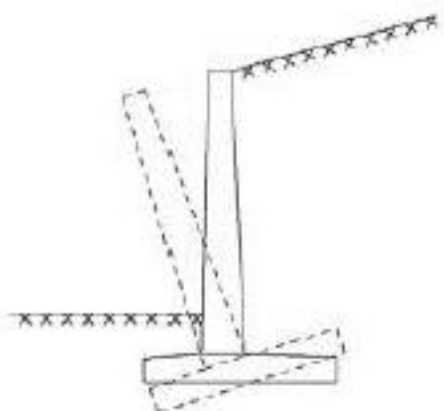
1. Volcamiento ($M_r/M_v > 1,5 - 2$)
2. Deslizamiento ($F_r/F_v > 1,5 - 2$)
3. Capacidad de carga (Hundimiento)(factor de seguridad mayor a 3)



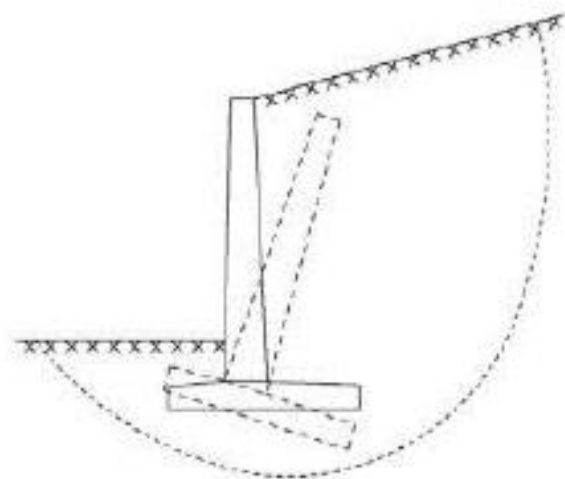
a) Falla por deslizamiento



b) Falla debido al vuelco (excentricidad límite)



c) Falla por presión de apoyo



d) Falla general

Empuje de tierra

Teoría de Rankine

Rankine lo que propuso fue una formulación más sencilla que Coulomb. Tomando en cuenta las siguientes hipótesis:

1. El suelo es una masa homogénea e isotrópica
2. No existe fricción entre el suelo y el muro
3. La cara interna del muro es vertical ($\beta=0$)
4. La resultante de los empujes está ubicada en el extremo del tercio inferior de la altura
5. El empuje de tierras es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno

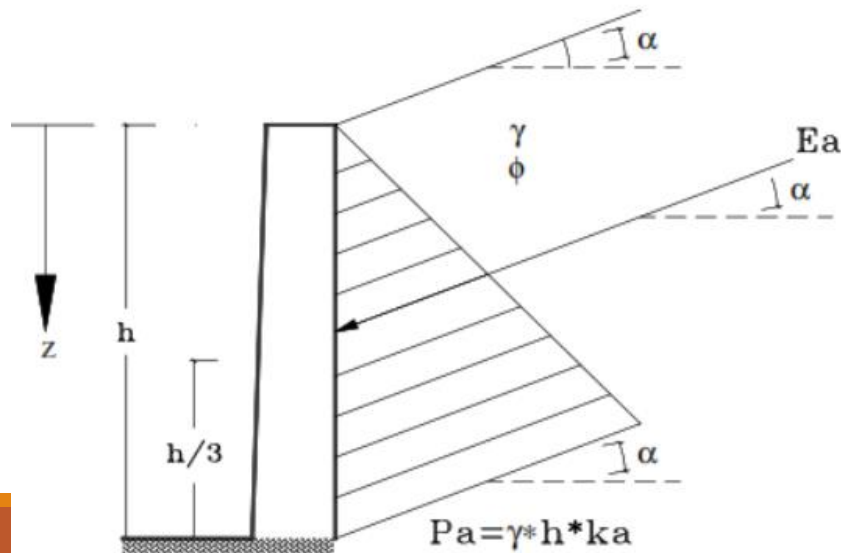
Empuje de tierras

Teoría de Rankine

Coeficiente K_a de Rankine

$$K_a = \cos\alpha \cdot \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

$$K_p = \cos\alpha \cdot \frac{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$



Donde:

K_a = Coeficiente de presión activa de tierras

α = Ángulo de inclinación del suelo detrás del muro

ϕ = Ángulo de fricción interna del material de relleno

Si la inclinación en el terreno es nula ($\alpha = 0^\circ$) se obtiene una expresión similar a la de Coulomb.

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$K_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

Empuje de tierra

$$Pa = K_A * \gamma * h \quad Ea = \frac{1}{2} * K_a * \gamma * h^2$$
$$Pp = K_p * \gamma * h' \quad Ep = \frac{1}{2} * K_p * \gamma * h'^2$$

Donde:

Pa= presión activa

Ea= empuje activo

Pp= presión pasiva

Ep= empuje pasivo

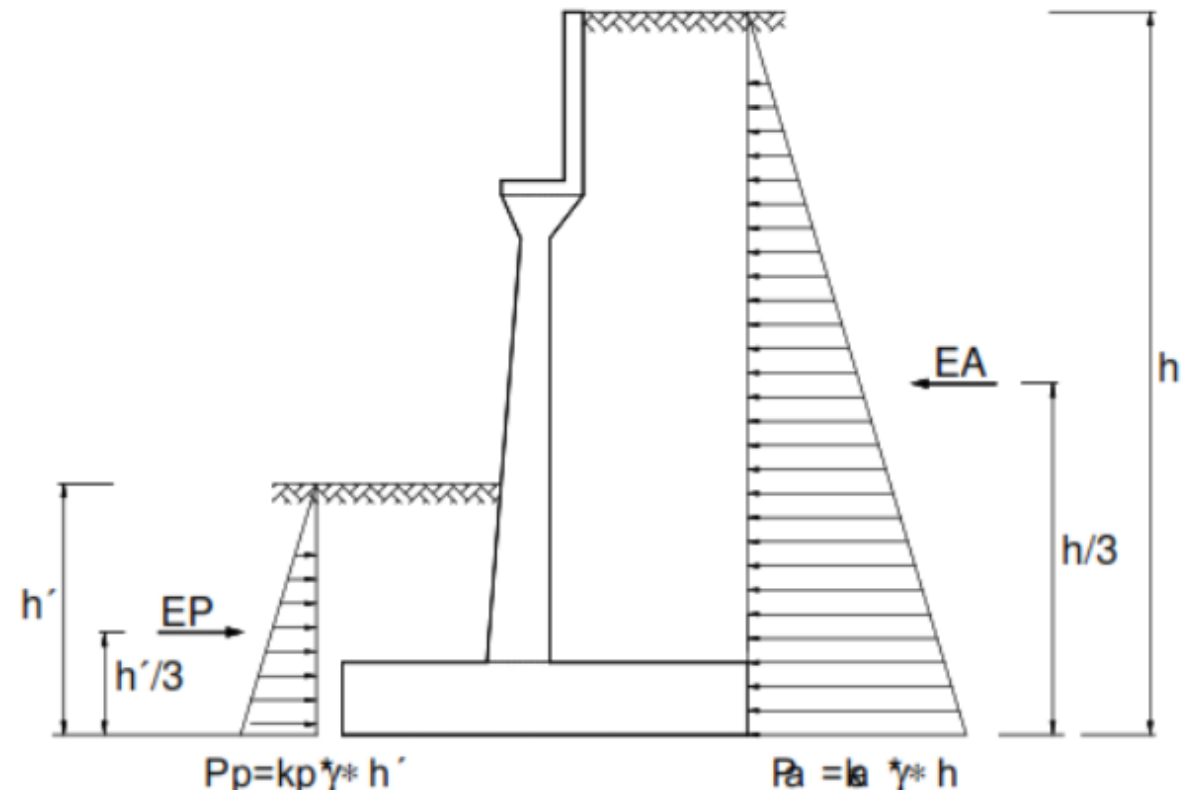
γ =peso específico del suelo

h y h' = altura de los rellenos, atrás y adelante de los estribos.

K_a = Coeficiente de presión activa de tierras

K_p = coeficiente de presión pasiva de tierras

Nota: los empujes se encuentran a $h/3$ del relleno



Empuje de tierra

Además, se den considera un peso el cual va a esta ubicado en la losa de aproximación o se debe al paso de los vehículos, realizar un análisis de cargas es complicado por tal motivo se proponer colocar una carga equivalente con una altura iguala a 0,60m, que la vamos a conocer como sobrecarga. (Art. 3.11.6.4)

$$q = \gamma * h_s$$

$$E_s = q * h * k_a$$

Donde:

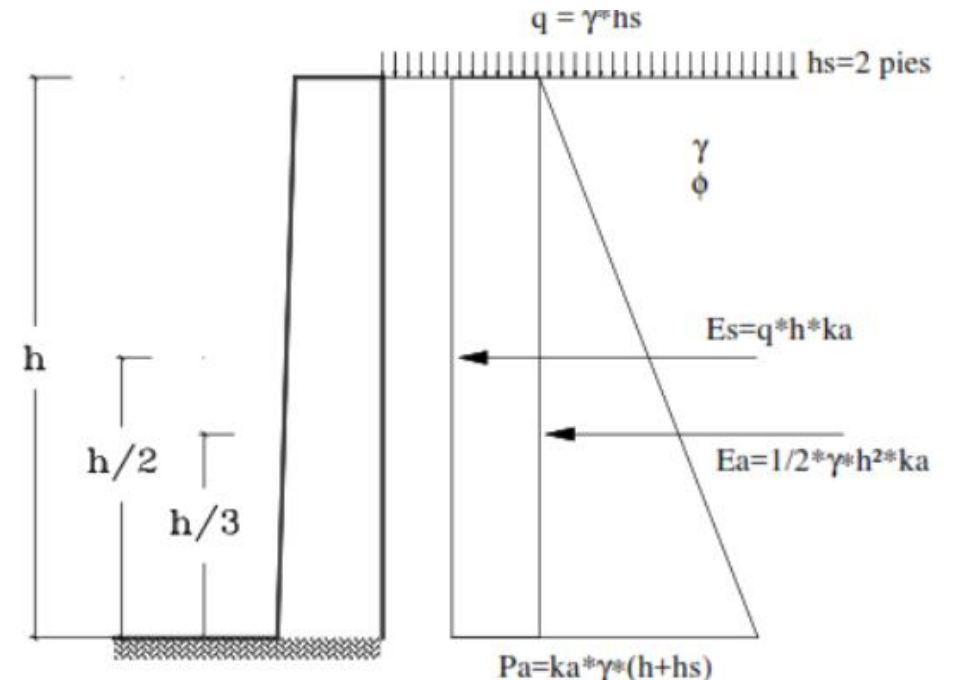
q= carga por sobrecarga

E_s= empuje de la sobrecarga

γ= peso específico del suelo de relleno de sobrecarga

h y h_s= Altura del relleno de sobrecarga

Nota: los empujes de la sobrecarga se encuentran a h/2 del relleno.



Empuje de tierra

Tabla 3.11.6.4-1, AASHTO - Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico

Altura del estribo (m)	h_{eq} (m)
1.5	1.2
3.0	0.9
≥ 6.0	0.6

Empuje de tierra

Empuje dinámico Activo (Mononobe - Okabe)

La AASHTO propone calcular el coeficiente de presión dinámica activa (K_a) a partir de la fórmula de Mononobe - Okabe, este coeficiente incluye el efecto estático y dinámico aplicando la fuerza total en un mismo sitio.

Para $\alpha < \phi - \theta'$

$$K_a = \frac{\sin^2(\phi + \beta - \theta')}{\cos\theta' \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \theta' - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta' - \alpha)}{\sin(\beta - \theta' - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Para $\alpha > \phi - \theta'$

$$K_a = \frac{\sin^2(\phi + \beta - \theta')}{\cos\theta' \sin\beta \sin(\beta - \theta' - \delta)}$$

$$\theta' = \tan^{-1} \left(\frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}} \right)$$

$$C_{sh} = 0,50 * A_o$$

$$C_{sv} = 0 \text{ (Art. 11.6.5.2.1 y C11.6.5.2.1).}$$

Empuje de tierra

Donde:

γ =peso específico del suelo

H = altura del relleno atrás de la estructura

A_0 = aceleración del suelo según el mapa de zonificación.

K_{as} = Coeficiente de presión dinámica activa

K_a = Coeficiente de presión activa

C_{sv} = Coeficiente sísmico vertical

C_{sh} = coeficiente sísmico horizontal

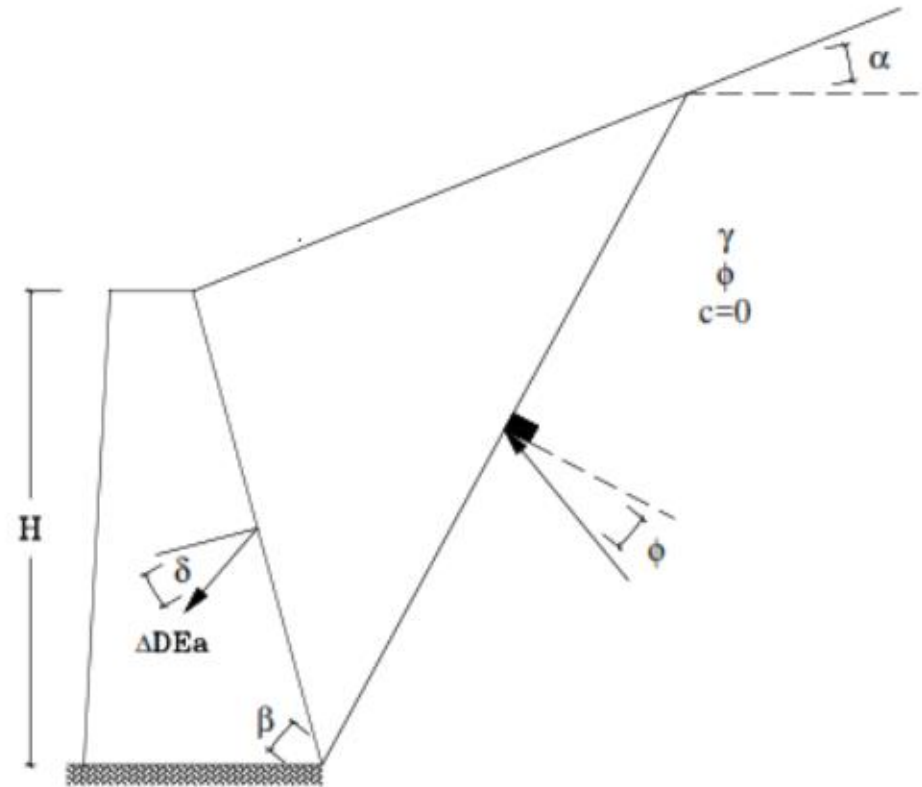
α =ángulo de inclinación del suelo detrás del muro

ϕ =Angulo de fricción interna del material de relleno

θ' = ángulo de fricción interna del suelo detrás del muro

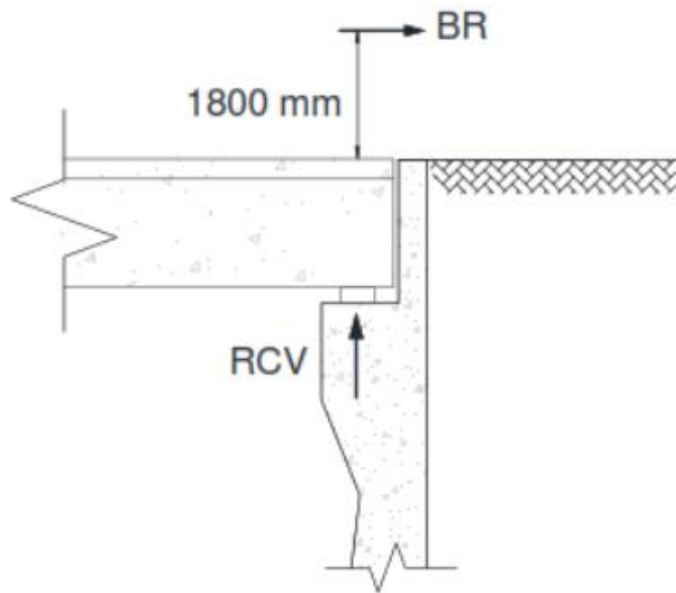
β = ángulo de inclinación del muro con respecto a la horizontal

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el muro



Fuerza de frenado

La fuerza de frenado y aceleración se presenta entre el vehículo y la calzada y se transmite a la subestructura a través de los aparatos de apoyo.

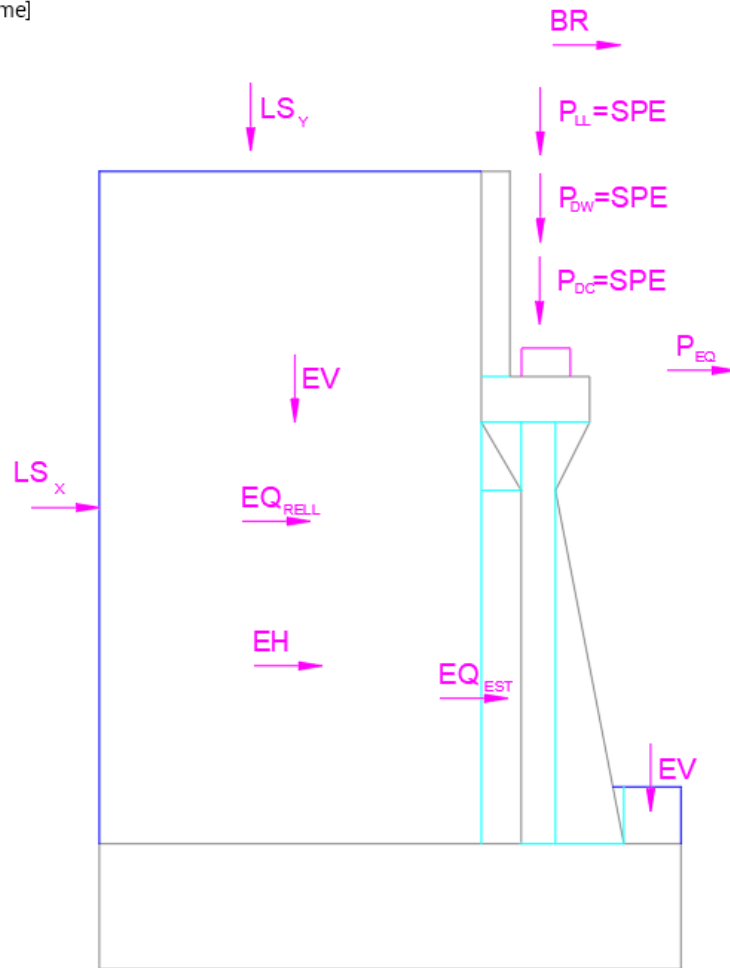


La fuerza de frenado se toma igual al mayor valor entre:

- El 25% de la reacción por aplicación del camión de diseño o del tándem
- El 5% de la reacción debida a la aplicación del camión de diseño + carga distribuida por vía
- El 5% de la reacción por aplicación de carga del tándem + carga distribuida por vía

Fuerzas que va a estar aplicada sobre un estribo

ne]



Donde:

BR: Fuerza de frenado

P_{ll} = Carga viga de la superestructura

P_{DW} = Carga de instalaciones de la superestructura

P_{DC} = Peso propio de la superestructura

LS_y = Peso de sobrecarga vertical sobre el relleno

LS_x = Peso de sobrecarga horizontal sobre el relleno

EH= empuje horizontal del relleno

EV= empuje vertical del relleno

EQ_{Rell} = Carga equivalente del sismo producido por el relleno

EQ_{EST} = Carga equivalente del sismo producido por el estribo

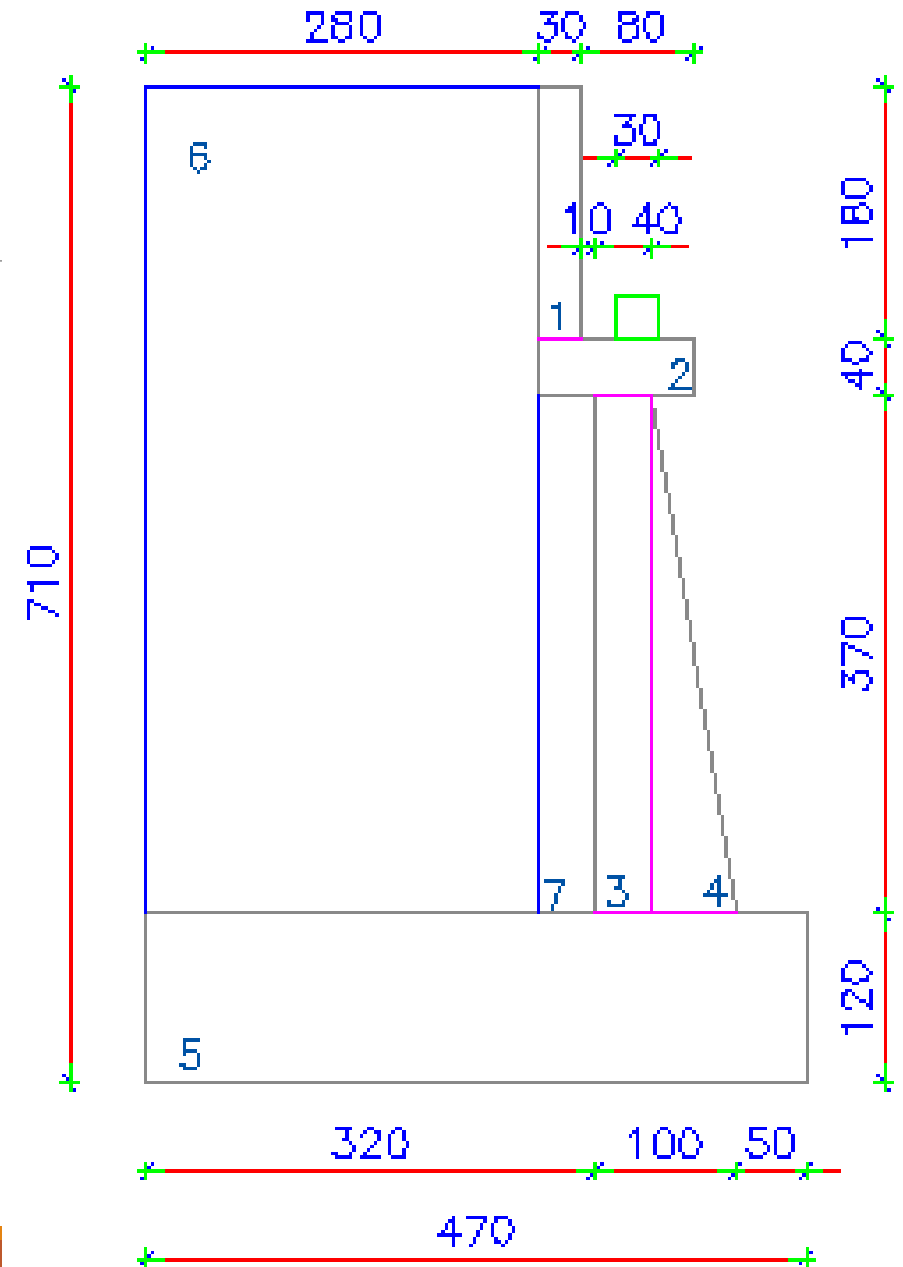
P_{EQ} = Carga equivalente del sismo producido por la superestructura

Ejercicio de aplicación 1

Proponer los estribos de puente de luz de 8m

$$\gamma_{\text{suelo}} = 2.25 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{\text{hormigon}} = 2.4 \text{ t/m}^3$$



Cálculo de cargas verticales

Peso propio del estribo

Figura	Desc	B(m)	H(m)	Area(m2)	W (t/m)	x(m)	y(m)	Mx(t.m/m)	My(t.m/m)
1	r	0.300	1.800	0.540	1.296	1.750	6.200	2.268	8.035
2	r	1.100	0.400	0.440	1.056	1.350	5.100	1.426	5.386
3	r	0.400	3.700	1.480	3.552	1.300	3.050	4.618	10.834
4	t	0.600	3.700	1.110	2.664	0.900	2.433	2.398	6.482
5	r	4.700	1.200	5.640	13.536	2.350	0.600	31.810	8.122
					22.104			42.518	38.858

CGx(m)	1.924
CGy(m)	1.758

Cálculo de cargas verticales

Peso propio del relleno

Figura	Desc	B(m)	H(m)	Area(m2)	W (t/m)	x(m)	y(m)	Mx(t.m/m)	My(t.m/m)
6	r	2.800	5.900	16.520	37.170	3.300	4.150	122.661	154.256
7	r	0.400	3.700	1.480	3.330	1.700	3.050	5.661	10.157
					40.500			128.322	164.412

CGx(m)	3.1684
CGy(m)	4.0596

Cálculo de las cargas verticales

Cálculo del peso por sobrecarga
sobre el relleno LS_y

$$LS_y = hs * bsuelo * \gamma * 1.00m$$

$$LS_y = 0.60 * 2.80 * 2.25 * 1.00m$$

$$LS_y = 3.78t$$

$$X(m) = 0.50 + 1.00 + 0.10 + 0.30 + \frac{2.80}{2} = 3.30m$$

Peso de la superestructura

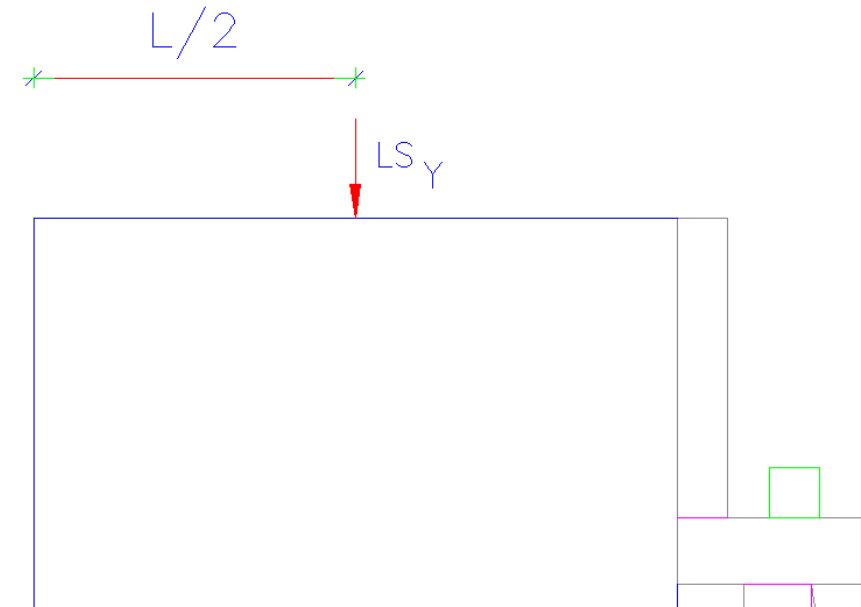
$$P_{DC} = 15t$$

$$P_{DW} = 1.80t$$

$$P_{LL} = 9t$$

$$X(m) = 0.5 + 1.00 + 0.10 - \frac{0.80}{2}$$

$$X(m) = 1.20m$$



Cálculo de cargas verticales

Resumen de cagas verticales y momentos

	Cargas (t)	Dis (m) (Xa)	Mv(t.m/m)
DC (ESTRIBO)	22.104	1.924	42.518
Pdc (SUPERESTRUCTURA)	15.000	1.200	18.000
Pdw (SUPERESTRUCTURA)	1.800	1.200	2.160
EV (SUELO)	40.500	3.168	128.322
P_{LL} (SUPERESTRUCTURA)	9.000	1.200	10.800
LSy (SOBRECARGA)	3.780	3.300	12.474
	92.184		214.274

Cálculo de cargas horizontales

1) Cálculo del empuje de suelo por sobrecarga Es

$$q = \gamma * hs = \frac{2.25t}{m^3} * 0.60m * 1m$$
$$q = 1.35t/m$$

$$Y(m) = 1.2 + \frac{5.9}{2} = 4.15m$$

$$Es = q * h * ka$$
$$Es = \frac{1.35t}{m} * 5.9m * 0.33 = 2.62t$$

2) Empuje del suelo

$$\phi = 30^\circ$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0.333$$

$$EH = \frac{1}{2} * K_a * \gamma * h^2 = \frac{1}{2} * 0.333 * \frac{2.25t}{m^3} * 5.90^2 m^2 = 13.04t$$

Cálculo de cargas horizontales

3) Cálculo de la fuerza de frenado

$$BR = m \cdot a = \frac{32.67t}{9.81m/seg^2} * \frac{\frac{60km}{h}}{40seg} = \frac{32.67t}{\frac{9.81m}{seg^2}} * \frac{\frac{16.67m}{seg}}{40seg} = 1.39t$$

$$Y(m) = 7.10 + 1.8 = 8.90m$$

Cálculo de cargas horizontales

4) Cálculo de la carga sísmica del estribo

$$A_o = 0.25$$

En este caso el estribo
y el relleno se comportan
como un solo conjunto

$$C_{sh} = 0.50 * A_o = 0.50 * 0.25 = 0.125$$

$$EQ_{est} = (W_{est} + W_{rell}) * C_{sh} = (22.104 + 40.50) * 0.125$$

$$EQ_{est} = 7.83t$$

$$Y(m) = \frac{W_{est} * Y_{est} + W_{rell} * Y_{rell}}{W_{est} + W_{rell}} = \frac{22.104 * 1.758 + 40.50 * 4.06}{40.50 + 22.104} = 3.247m$$

Cálculo de cargas horizontales

5) Cálculo de la carga sísmica

$$Csh = 0.50 * Ao = 0.50 * 0.25 = 0.125$$

$$\emptyset = 30^\circ$$

$$\delta = 0^\circ$$

$$\beta = 90^\circ$$

$$\alpha = 0^\circ$$

$$Ao = 0.25$$

$$\theta' = tg^{-1} \left(\frac{Csh}{1 - Csv} \right) = tg^{-1} \left(\frac{0.125}{1 - 0} \right) = 7.13$$

$$Kas = \frac{\text{sen}^2(\emptyset + \beta - \theta')}{\cos \theta' \cdot \text{sen}^2 \beta \cdot \text{sen}(\beta - \theta' - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\emptyset + \delta) \cdot \text{sen}(\emptyset - \theta' - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \theta' - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$Kas = \frac{\text{sen}^2(30 + 90 - 7.13)}{\cos 7.13 \cdot \text{sen}^2 90 \cdot \text{sen}(90 - 7.13 - 0) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(30 + 0) \cdot \text{sen}(30 - 7.13 - 0)}{\text{sen}(90 - 7.13 - 0) \cdot \text{sen}(0 + 90)}} \right]^2} = 0.414$$

Cálculo de cargas horizontales

5) Cálculo de la carga sísmica

$$Kas = 0.414$$

$$Ka = 0.333$$

$$EQ_{rell} = \frac{1}{2} (Kas - Ka) * H^2 * \gamma_{sue}$$

$$EQ_{rell} = \frac{1}{2} (0.414 - 0,333) * 5.9^2 * 2.25 = 3.159t$$

$$Y(m) = \frac{5.9}{3} + 1.20 = 3.16667m$$

6) Carga sísmica en la superestructura

$$Ao = 0.25$$

$$S = 1.15$$

$$P_{EQ} = (P_{DC} + P_{dw}) * Ao * S$$

$$P_{EQ} = (15 + 1.80) * 0,25 * 1.15 = 4.83t$$

$$Y(m) = 1,2 + 3,70 + 0.40 = 5.3m$$

Cálculo de cargas horizontales

Resumen de cagas horizontales y momentos

	Carga (m)	Dis (m) (Y)	Mh(t.m/m)
Es (SOBRECARGA)	2.655	4.150	11.018
EH (EMPUJE ACTIVO)	13.054	3.167	41.337
EQ (RELLENO)	3.159	3.167	10.004
P_{EQ} (SUPERESTRUCTURA)	4.830	5.300	25.599
EQ (ESTRIBO)	7.826	3.247	25.409
BR (FUERZA FRENADO)	1.388	8.900	12.352
	32.911		125.719

Factores y combinaciones de carga

Cargas y momentos verticales

	DC (ESTRIBO)	Pdc (SUPERESTRUCTURA)	Pdw (SUPERESTRUCTURA)	EV (SUELO)	PLL (SUPERESTRUCTURA)	LSy (SOBRECARGA)
RESISTENCIA I a	0.9	0.9	0.65	1	0	0
RESISTENCIA I b	1.25	1.25	1.5	1.35	1.75	1.75
EVENTO EXTREMO I	1	1	1	1	1	1

Cargas y momentos horizontales

	Es (SOBRECARGA)	EH (EMPUJE ACTIVO)	EQ (RELLENO)	PEQ (SUPERESTRUCTURA)	EQ (ESTRIBO)	BR (FUERZA FRENADO)
RESISTENCIA I a	1.75	1.5	0	0	0	1.75
RESISTENCIA I b	1.75	1.5	0	0	0	1.75
EVENTO EXTREMO I	0.5	1	1	1	1	0.5

Cargas verticales mayoradas

	DC (ESTRIBO)	Pdc (SUPERESTRUCTURA)	Pdw (SUPERESTRUCTURA)
	22.104	15.000	1.800
RESISTENCIA I a	0.9	0.9	0.65
	19.894	13.500	1.170
RESISTENCIA I b	1.25	1.25	1.5
	27.630	18.750	2.700
EVENTO EXTREMO I	1	1	1
	22.104	15.000	1.800

EV (SUELO)	PLL (SUPERESTRUCTURA)	LSy (SOBRECARGA)	Vu	APLICACIÓN
40.500	9.000	3.780	92.184	DESLIZAMIENTO Y VUELCO
1	0	0	75.064	
40.500	0.000	0.000		
1.35	1.75	1.75	126.120	PRESIONES
54.675	15.750	6.615		
1	1	1	92.184	DESLIZAMIENTO, VUELCO Y PRESIONES
40.500	9.000	3.780		

Momentos verticales mayorados

	DC (ESTRIBO)	Pdc (SUPERESTRUCTURA)	Pdw (SUPERESTRUCTURA)
	42.518	18.000	2.160
RESISTENCIA I a	0.9	0.9	0.65
	38.267	16.200	1.404
RESISTENCIA I b	1.25	1.25	1.5
	53.148	22.500	3.240
EVENTO EXTREMO I	1	1	1
	42.518	18.000	2.160

EV (SUELO)	PLL (SUPERESTRUCTURA)	LSy (SOBRECARGA)	Mu	APLICACIÓN
128.322	10.800	12.474	214.274	DESLIZAMIENTO Y VUELCO
1	0	0	184.193	
128.322	0.000	0.000		
1.35	1.75	1.75	292.852	PRESIONES
173.235	18.900	21.830		
1	1	1	214.274	DESLIZAMIENTO, VUELCO Y PRESIONES
128.322	10.800	12.474		

Cargas horizontales mayoradas

	Es (SOBRECARGA)	EH (EMPUJE ACTIVO)	EQ (RELLENO)
	2.655	13.054	3.159
RESISTENCIA I a	1.75	1.5	0
	4.646	19.581	0.000
RESISTENCIA I b	1.75	1.5	0
	4.646	19.581	0.000
EVENTO EXTREMO I	0.5	1	1
	2.323	19.581	3.159

PEQ (SUPERESTRUCTURA)	EQ (ESTRIBO)	BR (FUERZA FRENADO)	Hu	APLICACIÓN
4.830	7.826	1.388	32.911	
0	0	1.75	26.656	DESLIZAMIENTO Y VUELCO
0.000	0.000	2.429		
0	0	1.75	26.656	PRESIONES
0.000	0.000	2.429		
1	1	0.5	38.412	DESLIZAMIENTO, VUELCO Y PRESIONES
4.830	7.826	0.694		

Momentos horizontales mayorados

	Es (SOBRECARGA)	EH (EMPUJE ACTIVO)	EQ (RELLENO)
	11.018	41.337	10.004
RESISTENCIA I a	1.75	1.5	0
	19.282	62.005	0.000
RESISTENCIA I b	1.75	1.5	0
	19.282	62.005	0.000
EVENTO EXTREMO I	0.5	1	1
	9.641	62.005	10.004

PEQ (SUPERESTRUCTURA)	EQ (ESTRIBO)	BR (FUERZA FRENADO)	Mu	APLICACIÓN
25.599	25.409	12.352	125.719	
0	0	1.75	102.904	DESLIZAMIENTO Y VUELCO
0.000	0.000	21.616		
0	0	1.75	102.904	PRESIONES
0.000	0.000	21.616		
1	1	0.5	138.834	DESLIZAMIENTO, VUELCO Y PRESIONES
25.599	25.409	6.176		

Controles en Estribos

Chequeo de Volcamiento:

Estado límite de Resistencia (Art. 11.6.3.3)

Se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los dos tercios centrales ($e \leq B/3$), excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los 9/10 centrales ($e \leq 0.45 * B$).

Estado límite de Evento Extremo (Art. 11.6.5.1)

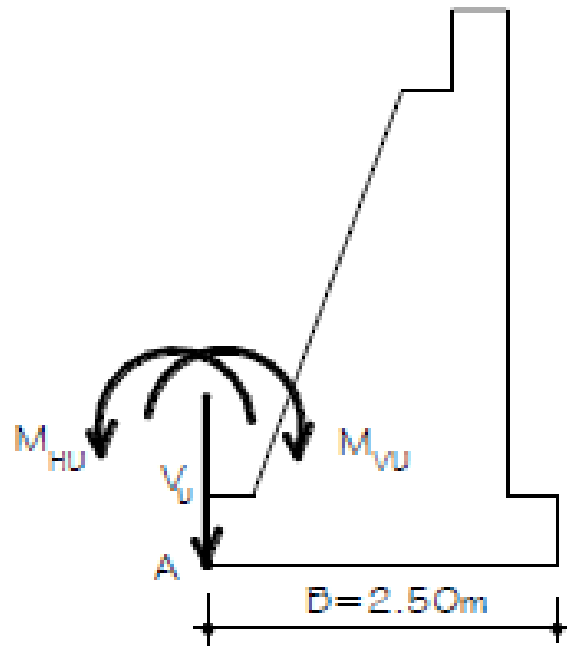
Cuando $\gamma_{EQ} = 0$, se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los 2/3 centrales del cimiento para cualquier suelo ($e \leq B/3$).

Cuando $\gamma_{EQ} = 1$, mantener la resultante dentro de los 8/10 centrales del cimiento para cualquier suelo ($e \leq 2 * B/5$).

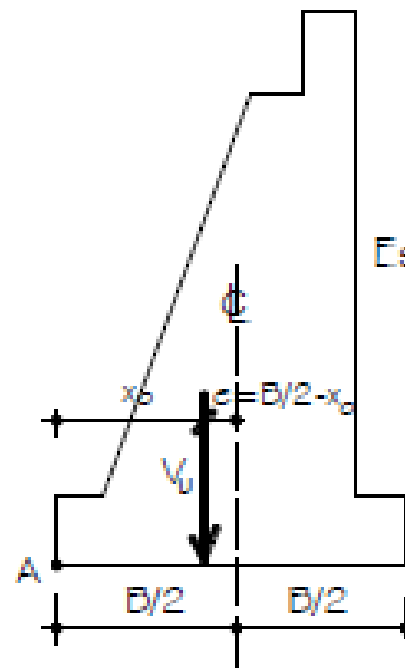
Para valores de γ_{EQ} entre 0 y 1.0, interpolar linealmente entre los valores especificados para la excentricidad.

Controles en Estribos

Chequeo a volcamiento



=



$$x_o V_u = M_{vu} - M_{hu}$$
$$x_o = \frac{M_{vu} - M_{hu}}{V_u}$$

Estable si:

$e \leq B/3$ (fundación en suelo)

$e \leq 0.45B$ (fundación en suelo rocoso)

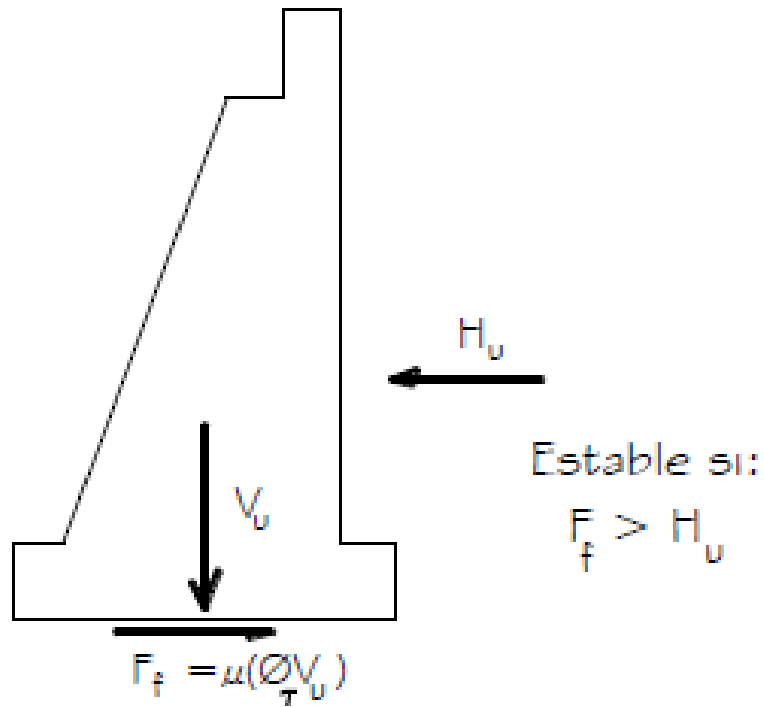
Controles en Estribos

Chequeo a volcamiento

	$V_u(t)$	$M_{uv}(t.m)$	$M_{uh}(t.m)$	$X_o = M_v - M_h / V$	$e = B/2 - X_o$ (m)	e_{max} (m)	
RESISTENCIA I a	75.064	184.193	102.904	1.083	1.267	1.567	OK
EVENTO EXTREMO I	92.184	214.274	138.834	0.818	1.532	1.723	OK

Controles en Estribos

Control de deslizamiento



$$\mu = \operatorname{tg} \phi \text{ (Art. 10.6.3.4 y Tabla C3.11.5.3-1)}$$

$$F_f = \mu * \phi_T * V_u$$

$\phi_T = 1.00$: Estado Límite de Resistencia (Tabla 11.5.7-1)

$\phi_T = 1.00$: Estado Límite de Evento Extremo (Art. 11.5.8)

Controles en Estribos

Control de deslizamiento

	Vu (t)	Fr=miu*Vu (t)	Hu (t)	
RESISTENCIA I a	75.064	43.312	26.656	OK
EVENTO EXTREMO I	92.184	53.190	38.412	OK

Controles en Estribos

Presiones actuantes en la base del estribo (Capacidad de Carga del Suelo)

Estado límite de Resistencia

$$\phi_b = 0.55 \text{ (Tabla 11.5.7-1)}$$

$$qR = \phi_b * q_n \text{ (10.6.3.1.1-1)}$$

$$q_n = FS * q_{adm}$$

q_n : Resistencia a corte del suelo.

q_{adm} : Esfuerzo admisible del suelo.

FS : Factor de Seguridad = 3

Controles en Estribos

Presiones actuantes en la base del estribo (Capacidad de Carga del Suelo)

Estado límite de Evento Extremo

$$\phi_b = 0.80 \text{ (Tabla 11.5.8)}$$

$$qR = \phi_b * q_n \text{ (10.6.3.1.1-1)}$$

$$q_n = FS * q_{adm}$$

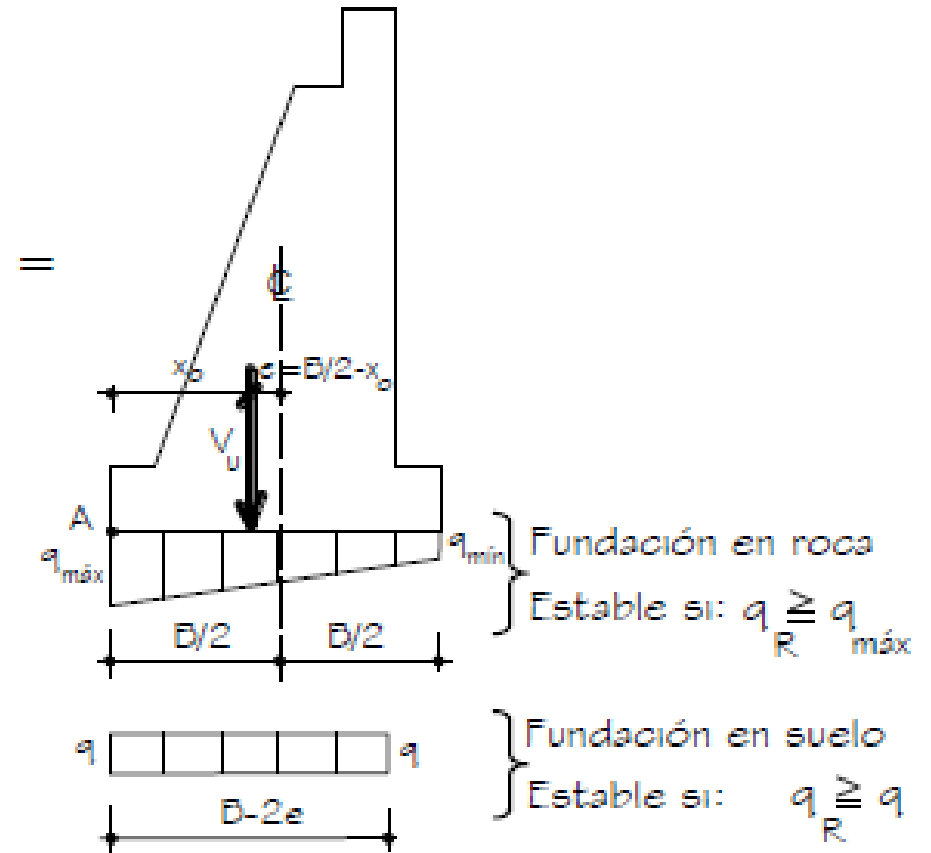
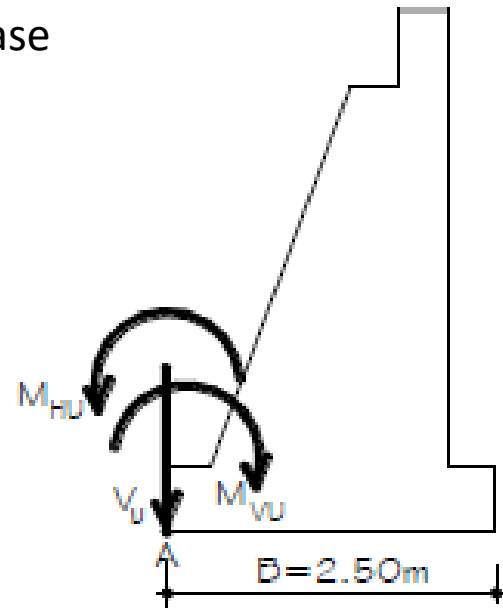
q_n : Resistencia a corte del suelo.

q_{adm} : Esfuerzo admisible del suelo.

FS : Factor de Seguridad = 3

Controles en estribos

Presiones actuantes en la base del estribo



Controles en estribos

Presiones actuantes en la base del estribo

	Vu (t)	Mv (t*m)	Mh (t*m)	Xo (m)	e (m)	qmax(v/b-2e) (t/m2)	qR	
RESISTENCIA I b	126.120	292.852	102.904	1.506	0.844	41.870	46.20	OK
EVENTO EXTREMO I	92.184	214.274	138.834	0.818	1.532	56.322	67.20	OK

$$q_{max} = \frac{Vu}{B - 2e}$$

$$q_{adm} = 28t/m2$$

Pilas o pilares

¿Qué es la pila o pilar de un puente?



Son elementos de apoyo intermedio ubicadas entre los estribos, siendo su función la transferencia de las cargas verticales de la superestructura y propias hacia las fundaciones.



A diferencia de un estribo, estas no retienen relleno, sin embargo, los dos componentes están sometidos a cargas verticales y horizontales longitudinales y transversales según los grupos de cargas de AASTHO, están diseñadas para resistir presiones hidráulicas, cargas de viento, cargas de impacto, etc.

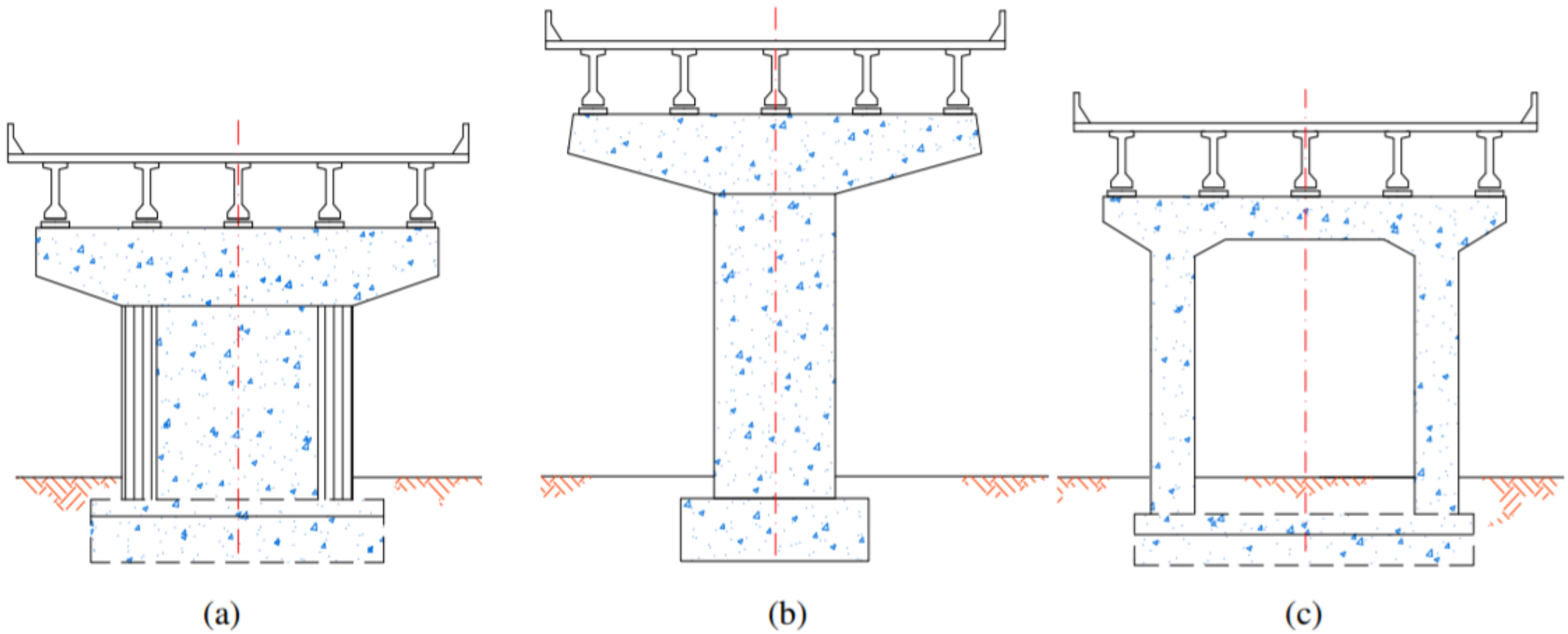


El pilar está formado por la viga cabezal, el cuerpo principal y la fundación.

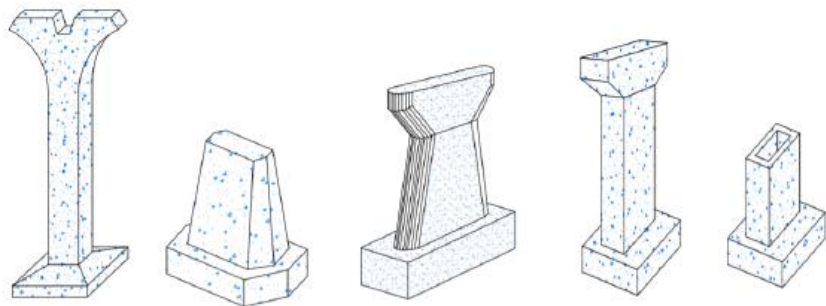


Tipos de pilas o pilares

Los pilares se pueden agrupar dentro de los tipos “bents” (múltiples columnas), tipos T inversos, tipos de portal(marcos tipos de columnas y tipos de pilas altas cuando hay espacio disponible. El sistema de dos o tres columnas puede ser el más popular. Las columnas también se han visto para tener varias secciones transversales.



Tipos de pilas. **a)** Muro de pared Solida. **b)** Pila con Cabeza de Martillo. **c)** Tipo Marco Rígido.



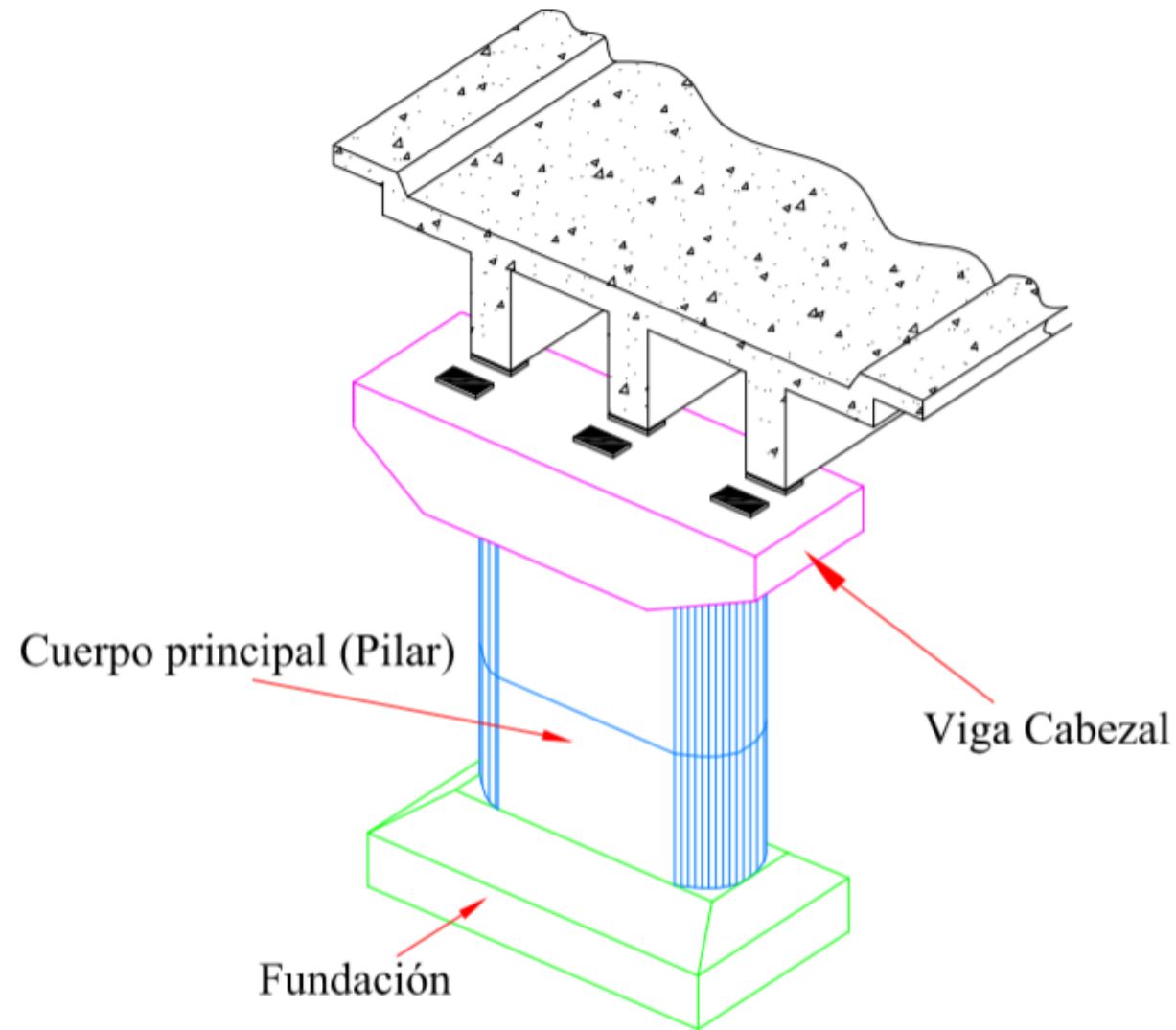
Tipos de pilares

Existen muchos tipos de pilares, algunas de éstas son de sección hueca para aumentar la rigidez del elemento cuando existe alturas muy grandes a cubrir.



Tipos de pilares

Los pilares pueden ser de una sección transversal constante o variable eso dependerá de la altura del pilar también pueden tener una sección llena o una sección hueca, la elección de los pilares depende de la constructibilidad y la estética



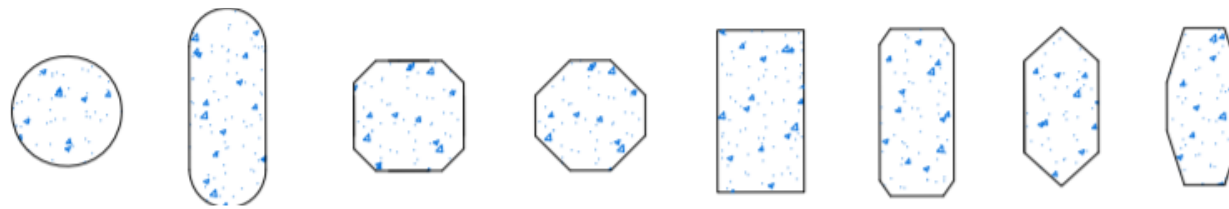
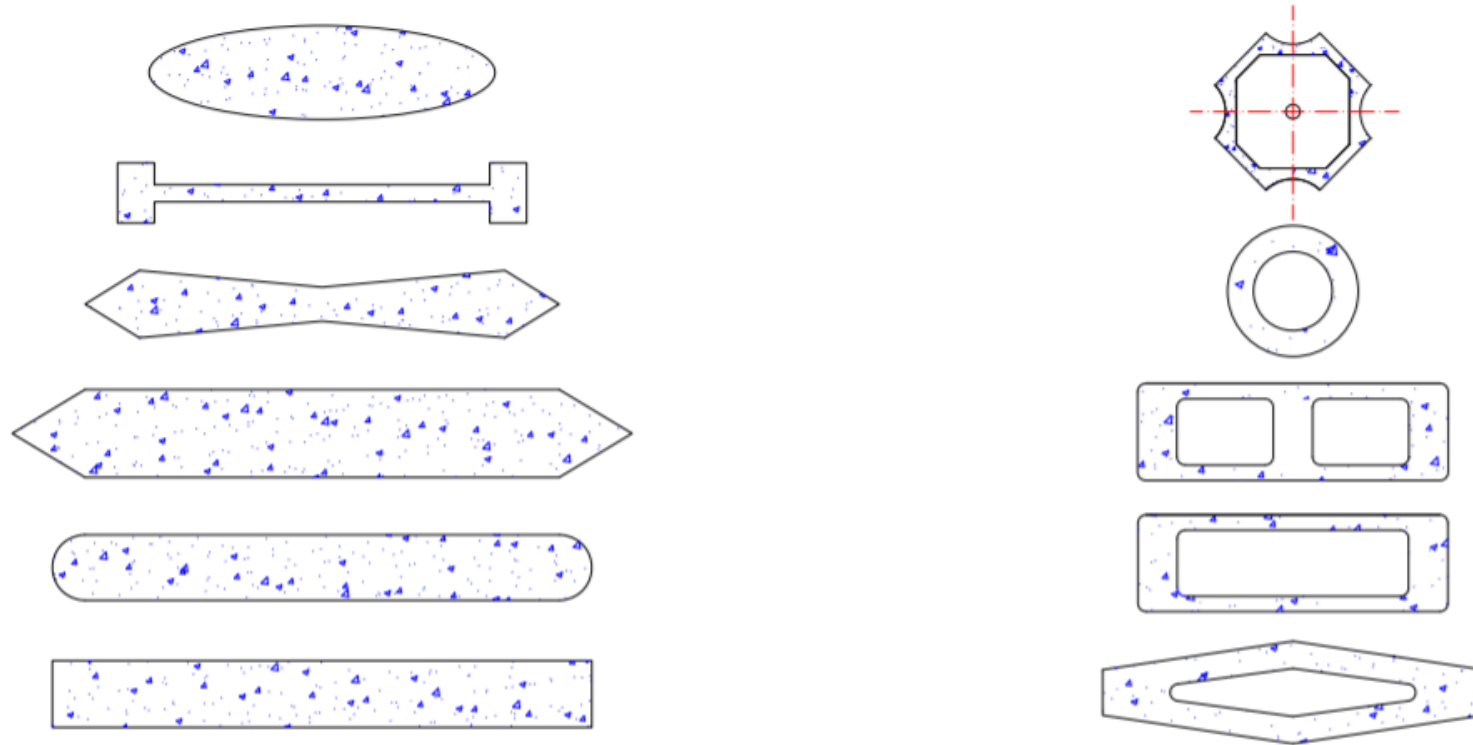


Figura – Algunos tipos de sección transversal de columnas en puentes.



a) Formas transversales para pilares-muro

(b) Pilares huecos.

Figura – Formas de sección transversal de Pilares-muro.

Requisitos de Diseño

Refuerzo máximo y mínimo en miembros a compresión (Art 5.6.4.2)

La máxima sección de armadura longitudinal pretensada y no pretensada deberá ser tal que:

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps} * f_{pu}}{A_g * f_y} \leq 0.08$$
$$\frac{A_{ps} * f_{pe}}{A_g * f'_c} \leq 0.30$$

La mínima sección de armadura longitudinal pretensada y no pretensada deberá ser tal que:

$$\frac{A_s * f_y}{A_g * f'_c} + \frac{A_{ps} * f_{pu}}{A_g * f'_c} \geq 0.135$$

Refuerzo máximo y mínimo en miembros a compresión (Art 5.6.4.2)

A_{ps} = área de acero del pretensado

A_s = área de la armadura de tracción no pretensada

A_g = área bruta de la sección

f_{pu} = resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado

f_y = tensión de fluencia especificada de las barras de armadura

f'_c = resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días

f_{pe} = tensión de pretensado efectiva

El mínimo número de barras de armadura longitudinal deberá ser seis para disposiciones circulares y cuatro para disposiciones rectangulares. El diámetro mínimo de las barras será $\varnothing=16\text{mm}$

Evaluación aproximada de los efectos de esbeltez (Art. 5.6.4.3)

Para los elementos no arriostrados contra el desplazamiento lateral, los efectos de la esbeltez se pueden despreciar si:

$$\frac{KLu}{r} < 22$$

Para los elementos arriostrados contra el desplazamiento lateral, los efectos de la esbeltez se pueden despreciar si:

$$\frac{KLu}{r} < 34 - 12 * \frac{M1}{M2}$$

Donde:

M1 y M2 es el menor y mayor momento de extremo respectivamente, y el término (M1/M2) positivo para flexión de curvatura única.



Evaluación aproximada de los efectos de esbeltez (Art. 5.6.4.3)

En ausencia de cálculos más precisos, el valor EI para determinar Pe se toma como el valor mayor entre:

$$EI = \frac{\frac{Ec * Ig}{5} + Es * Is}{1 + \beta d}$$

$$EI = \frac{\frac{Ec * Ig}{2.5}}{1 + \beta d}$$

Evaluación aproximada de los efectos de esbeltez (Art. 5.6.4.3)

Donde:

E_c = módulo de elasticidad del hormigón

I_g = momento de inercia de la sección bruta de hormigón respecto del eje baricéntrico

E_s = módulo de elasticidad del acero longitudinal

I_s = momento de inercia del acero longitudinal respecto del eje baricéntrico

β_d = relación entre los máximos momentos debidos a la carga permanente mayorados y el máximo momento debido a la carga total mayorado; siempre positivo.

Resistencia axial (Art. 5.6.4.4)

La resistencia axial mayorada de los elementos comprimidos de hormigón armado simétricos respecto de ambos ejes principales se deberá tomar como:

$$Pr = \phi Pn$$

Para elementos con armadura en espiral:

$$Pn = 0.85 * [kc * f'c * (Ag - Ast - Aps) + fy * Ast - Aps(fpe - Ep * \epsilon_{cu})]$$

Para elementos con estribos cerrados de confinamiento o zunchos:

$$Pn = 0.80 * [kc * f'c * (Ag - Ast - Aps) + fy * Ast - Aps(fpe - Ep * \epsilon_{cu})]$$

El valor de kc es 0.85 siempre que $f'c \leq 700 \text{ kg/cm}^2$. Para valores mayores disminuir kc en razón de 0.02 por cada 70 kg/cm^2 de exceso, y se debe cumplir que $kc \geq 0.75$

Resistencia axial (Art. 5.6.4.4)

Donde:

P_r = resistencia axial mayorada, con o sin flexión

P_n = resistencia axial nominal, con o sin flexión

f'_c = resistencia especificada del hormigón a 28 días

A_g = área bruta de la sección

A_{ps} = área del acero de presfuerzo

A_{st} = área total de la armadura longitudinal

f_{pe} = esfuerzo efectivo del acero de presfuerzo después de las pérdidas

f_y = esfuerzo de fluencia especificado de la armadura

ϵ_{cu} = deformación en la falla del hormigón comprimido

E_p = módulo de elasticidad de los tendones de presfuerzo

ϕ = factor de resistencia (Art. 5.5.4.2)

Flexión biaxial (Art. 5.6.4.5)

Si la carga axial mayorada es mayor o igual que $0.10 * \phi * f'c * Ag$:

$$\frac{1}{Prsy} = \frac{1}{Prx} + \frac{1}{Pry} - \frac{1}{\phi Po}$$

Donde:

$$Po = kc * f'c * (Ag - Ast - Aps) + fy * Ast - Aps(fpe - Ep * \epsilon_{cu})$$

Si la carga axial mayorada es menor que $0.10 * \phi * f'c * Ag$:

$$\frac{Mux}{Mrx} + \frac{Muy}{Mry} \leq 1.00$$

Flexión biaxial (Art. 5.6.4.5)

donde:

ϕ = factor de resistencia para elementos solicitados a compresión axial

P_{rsy} = resistencia axial mayorada en flexión biaxial

P_{rx} = resistencia axial mayorada determinada sobre la base de que la excentricidad e_y es la única presente

P_{ry} = resistencia axial mayorada determinada sobre la base de que la excentricidad e_x es la única presente

P_u = fuerza axial mayorada aplicada

M_{ux} = momento mayorado aplicado respecto del eje X

M_{uy} = momento mayorado aplicado respecto del eje Y

k_c = relación entre el esfuerzo máximo en compresión del concreto y el de diseño.

e_x = excentricidad de la fuerza axial mayorada aplicada en la dirección X, es decir = M_{uy} / P_u

e_y = excentricidad de la fuerza axial mayorada aplicada en la dirección Y, es decir = M_{ux} / P_u



Cuantía mínima de espirales o estribos cerrados de confinamiento

La especificación menciona que se debe cumplir los requisitos para el acero de confinamiento en columnas de pórticos especiales resistentes a momento especificados en el capítulo 18 de la normativa ACI318

Requisitos para armadura transversal para elementos sometidos a compresión (Art. 5.10.4)

Espiral:

Para elementos que no sean pilotes pueden ser de barras o de alambre liso o conformado de un diámetro mínimo de 9.5 mm. La separación libre entre las barras del espiral no deberá ser menor que 25 mm ó 1.33 veces el tamaño máximo del agregado.

La separación entre centros no deberá ser mayor que 6 veces el diámetro de las barras longitudinales ó 150 mm.

Requisitos para armadura transversal para elementos sometidos a compresión (Art. 5.10.4)

Estribos cerrados de confinamiento

Estarán constituidos por:

1. Barras $\varnothing=9.5\text{mm}$ para Barras longitudinales $\varnothing=32\text{mm}$ o menores,
2. Barras $\varnothing=12\text{mm}$ para Barras $\varnothing 35\text{mm}$ o mayores
3. Barras $\varnothing=12\text{mm}$ para paquetes de barras.

La separación de los estribos cerrados no deberá ser mayor que la menor dimensión del elemento comprimido ó 30 cm para barras de $\varnothing=28\text{mm}$ o menores.

Requisitos para armadura transversal para elementos sometidos a compresión (Art. 5.10.4)

En lugar de barras se puede utilizar alambre conformado o malla de alambre soldado de área equivalente.

Cada barra longitudinal de esquina tendrá un apoyo lateral provisto por la esquina de un estribo con un ángulo interno no mayor de 135° . En columnas no diseñadas por rotulación plástica ninguna barra deberá estar a una distancia mayor que 61 cm de una de estas barras con apoyo lateral. Estribos que se cruzan con un gancho de 135° en un extremo y un gancho de 90° en el otro, deben estar alternados de modo que los ganchos de 90° no queden adyacentes tanto vertical como horizontalmente. Si el diseño de la columna se basa en la capacidad de rotulación plástica, ninguna barra longitudinal estará a una distancia mayor que 15 cm de una de estas barras con apoyo lateral.

A close-up photograph of a blue-painted metal plate, likely part of a structural testing apparatus. The plate features a grid of circular holes. A small, polished metal ball is resting on one of the holes. The background is a blurred green field.

AMPLIFICACIÓN DE MOMENTOS VIGAS – COLUMNA (Art. 4.5.3.2.2b)

$$M_c = \delta_b * M_{2b} + \delta_s * M_{2s}$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi k * P_e}} \geq 1.00$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi k * \sum P_e}}$$

AMPLIFICACIÓN DE MOMENTOS VIGAS – COLUMNA (Art. 4.5.3.2.2b)

donde:

P_u = carga axial mayorada

P_e = carga de pandeo de Euler

ϕ_k = factor de reducción de rigidez; 0.75 para elementos de hormigón y 1.0 para elementos de acero, tubos de acero rellenos de hormigón y aluminio

M_{2b} = momento en el elemento comprimido debido a las cargas gravitatorias mayoradas que no provoca desplazamiento lateral apreciable calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo.

M_{2s} = momento en un elemento comprimido debido a cargas laterales o gravitatorias mayoradas que provocan un desplazamiento lateral, Δ , mayor que $L_u/1500$, calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo.

AMPLIFICACIÓN DE MOMENTOS VIGAS – COLUMNA (Art. 4.5.3.2.2b)

Carga de pandeo de Euler:

$$Pe = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2}$$

donde:

Lu = longitud no apoyada de un elemento comprimido

K = factor de longitud efectiva como se especifica en Art. 4.6.2.5

E = módulo de elasticidad

I = momento de inercia respecto del eje considerado

AMPLIFICACIÓN DE MOMENTOS VIGAS – COLUMNA (Art. 4.5.3.2.2b)

Para los elementos comprimidos de hormigón también se deberá aplicar los requisitos del Art. 5.6.4.3.

Para los elementos arriostrados contra el desplazamiento lateral, δ_s se deberá tomar como 1.0 a menos que un análisis indique que se puede utilizar un valor menor.

Para los elementos no arriostrados contra el desplazamiento lateral, δ_b se deberá determinar como para un elemento arriostrado y δ_s como para un elemento no arriostrado.



AMPLIFICACIÓN DE MOMENTOS VIGAS – COLUMNA (Art. 4.5.3.2.2b)

Para los elementos arriostrados contra el desplazamiento lateral y sin cargas transversales entre apoyos, C_m se puede tomar como:

$$C_m = 0.60 + 0.40 * \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0.40$$

donde:

M_{1b} = menor momento de extremo

M_{2b} = mayor momento de extremo

AMPLIFICACIÓN DE MOMENTOS VIGAS – COLUMNA (Art. 4.5.3.2.2b)

La relación $M1b / M2b$ se considera positiva si el componente se flexiona con una única curvatura y negativo si se flexiona en doble curvatura.

Para todos los demás casos C_m se deberá tomar como 1.0.

Tabla C4.6.2.5-1, AASHTO - Factores de longitud efectiva, K

FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA, K						
La geometría de la columna deformada por pandeo se indica en línea de puntos	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valor de K de diseño cuando la estructura se aproxima a las condiciones ideales	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0
Referencia de las condiciones de vínculo de los extremos	   	Rotación impedida, traslación impedida Rotación libre, traslación impedida Rotación impedida, traslación libre Rotación libre, traslación libre				

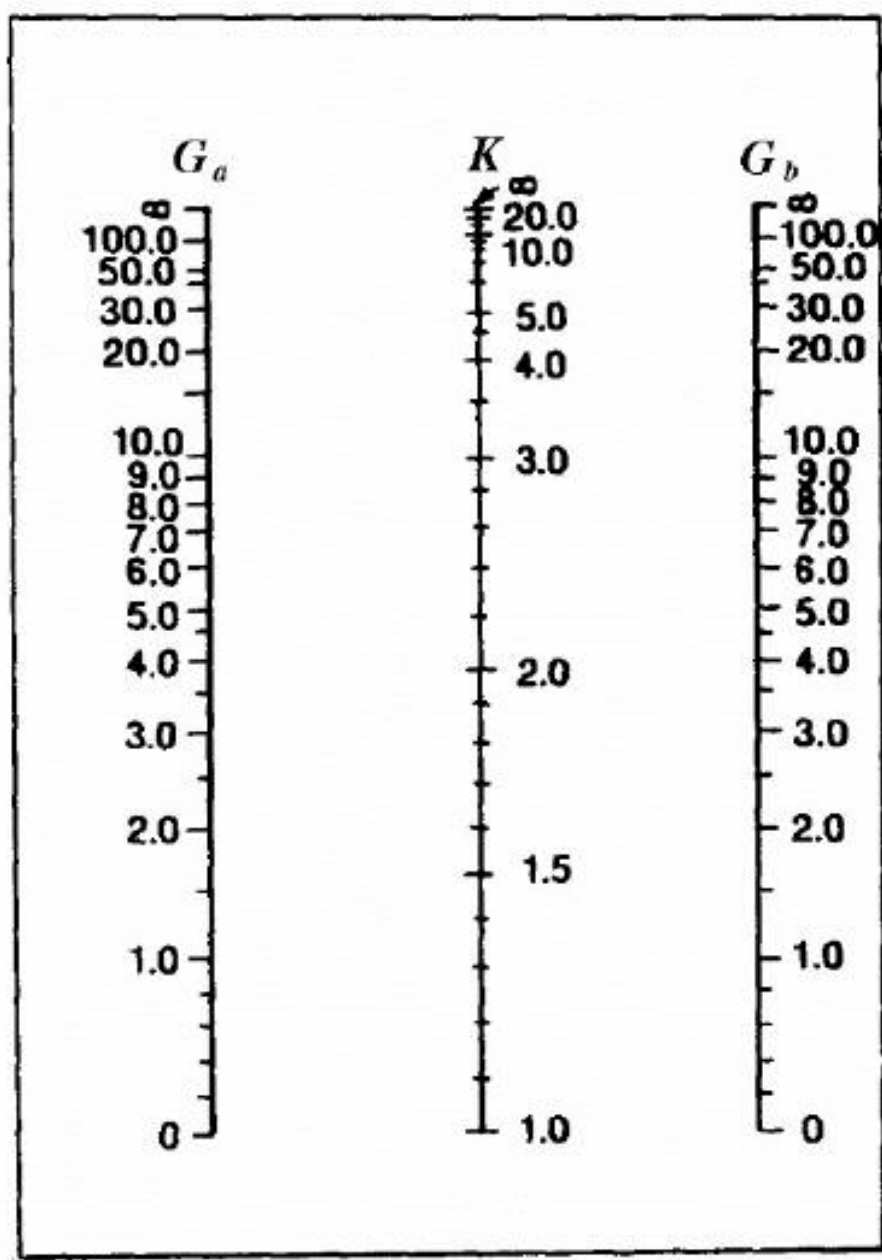
Factor de longitud efectiva, k (Art. 4.6.2.5)

Las longitudes físicas de las columnas se deberán multiplicar por un factor de longitud efectiva, K, para tomar en cuenta condiciones de borde rotacionales y traslacionales diferentes a las correspondientes a extremos articulados.

Factor de longitud efectiva, k (Art. 4.6.2.5)

En ausencia de un análisis más refinado, si hay estabilidad lateral por arriostramiento diagonal u otros medios adecuados, el factor de longitud efectiva en el plano arriostrado, K , para los elementos comprimidos de cerchas trianguladas, cerchas y pórticos se puede tomar como:

1. Para conexiones apernadas o soldadas en ambos extremos: $K = 0.75$
2. Para conexiones articuladas en ambos extremos: $K = 0.875$
3. Para ángulos simples independientemente del tipo de conexión extrema: $K=1.0$



Factor de
longitud efectiva,
 k (C 4.6.2.5)

Figure C4.6.2.5-2—Alignment Chart for Determining Effective Length Factor, K , for Unbraced Frames

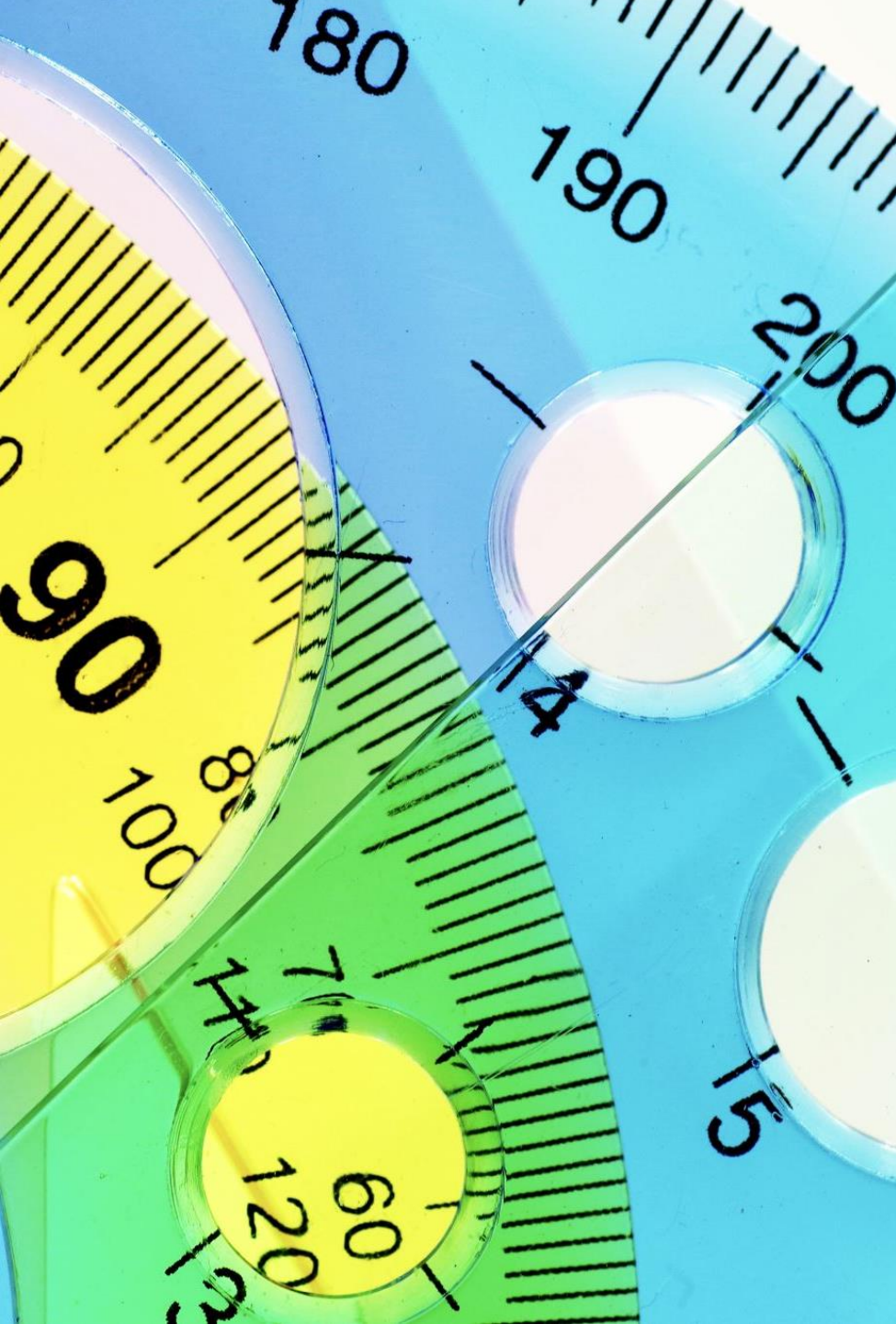
Factor de longitud efectiva, k (C 4.6.2.5)

Para extremos de columnas soportados por una zapata o fundación, pero no rígidamente unidos a la misma, G es teóricamente igual a infinito, pero a menos que se diseñe como una verdadera articulación, sin fricción, en la práctica se puede tomar igual a 10. Si el extremo de la columna está rígidamente unido a una fundación correctamente diseñada, G teóricamente es igual a cero (0), pero a menos de que se diseñe como un verdadero empotramiento, en la práctica se puede tomar igual a 1. Si un análisis lo justifica, se puede tomar valores menores.

Al calcular los factores de longitud efectiva para uniones monolíticas es importante evaluar correctamente el grado de fijación en la fundación. Se puede utilizar los siguientes valores:

Ga:

1. 1.50: Zapata anclada en roca.
2. 3.00: Zapata no anclada en roca.
3. 5.00: Zapata en suelo.
4. 1.00: Zapata en múltiples filas de pilotes que trabajan a la punta.



Factor de longitud efectiva, k (C 4.6.2.5)

Los subíndices a y b se refieren a los dos extremos de la columna, siendo:

$$G = \frac{\sum \left(\frac{I_c}{L_c} \right)}{\sum \left(\frac{I_b}{L_b} \right)}$$

Factor de longitud efectiva, k (C 4.6.2.5)

donde:

Σ = sumatoria de las propiedades de los componentes conectados rígidamente a un extremo de la columna en el plano de flexión.

I_c = momento de inercia de la columna

L_c = longitud no arriostrada de la columna

I_b = momento de inercia de la viga u otro elemento que provee restricción

L_b = longitud no apoyada de la viga y otro elemento que provee restricción

K = factor de longitud efectiva para la columna considerada.

Factor de longitud efectiva, k (C 4.6.2.5)

Se puede estimar el factor de longitud efectiva aplicando las siguientes ecuaciones:

1. Pórticos arriostrados contra el desplazamiento lateral

$$K = 1 - \frac{1}{5 + 9 * G_a} - \frac{1}{5 + 9 * G_b} - \frac{1}{10 + G_a * G_b} \quad (C4.6.2.5 - 4)$$

2. Pórticos no arriostrados contra el desplazamiento lateral

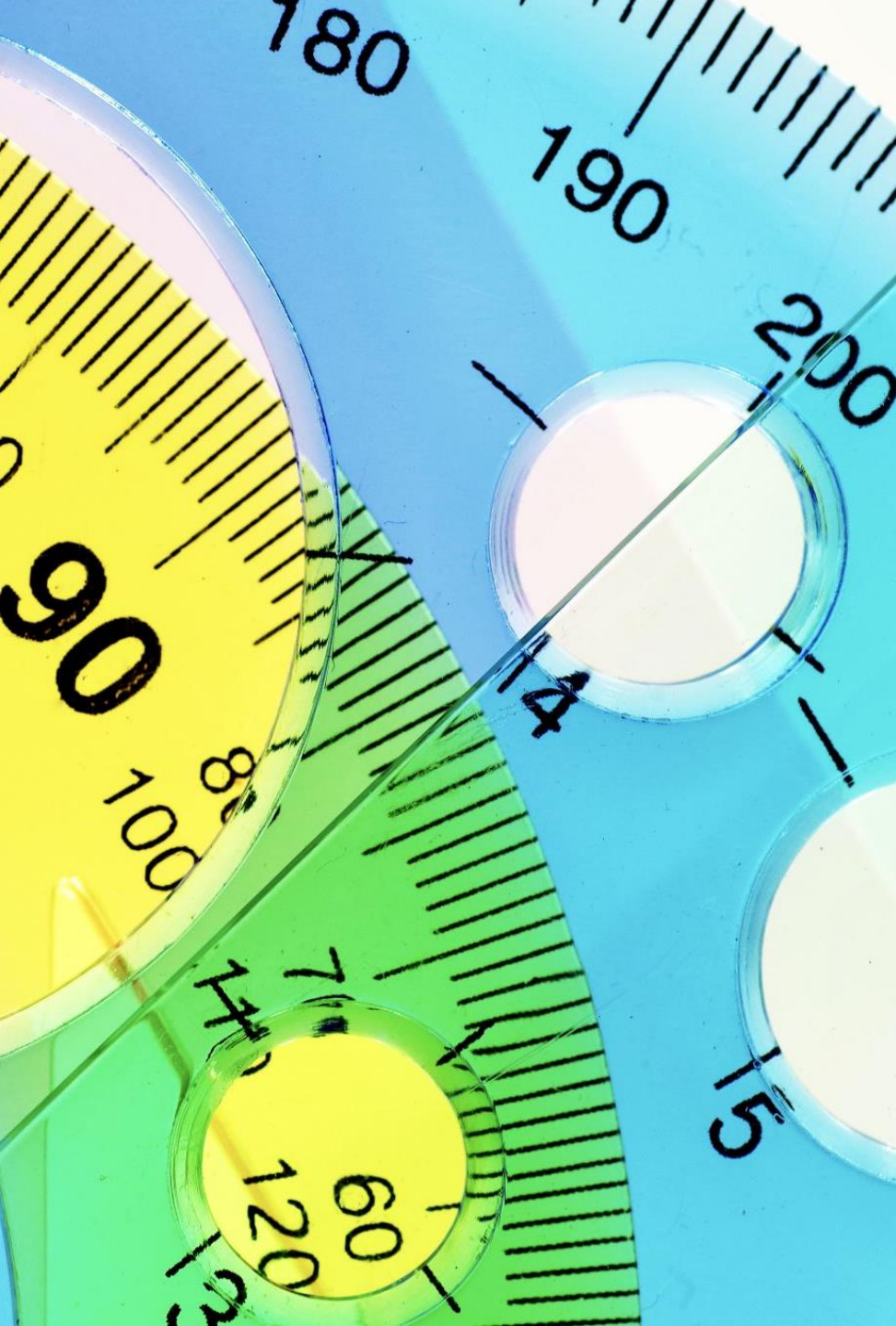
- $K < 2$

$$K = 4 - \frac{1}{1 + 0.20 * G_a} - \frac{1}{1 + 0.20 * G_b} - \frac{1}{1 + 0.01 * G_a * G_b} \quad (C4.6.2.5 - 5)$$

- $K \geq 2$

$$K = \frac{2\pi * a}{0.90 + \sqrt{0.81 + 4 * a * b}} \quad (C4.6.2.5 - 6); \quad a = \frac{G_a * G_b}{G_a + G_b} + 3 \quad (C4.6.2.5 - 7);$$

$$b = \frac{36}{G_a + G_b} + 6 \quad (C4.6.2.5 - 8)$$



Factor de longitud efectiva, k (C 4.6.2.5)

Para pórticos no arriostrados contra el desplazamiento lateral, la especificación menciona que se debe calcular el coeficiente de longitud efectiva “ K ” con la Ec. (C4.6.2.5 – 5). Si esta ecuación da un valor mayor a 2, se utiliza la Ec. (C4.6.2.5 – 6) para obtener el valor correcto.

Cuando se tiene valores de “ G ” igual al infinito, directamente se utilizan los nomogramas de cálculo.