



CAPITULO I

DESCRIPCIÓN DEL PUENTE Y BREVE DETALLE DE MEMORIA DE CÁLCULO ANTE CARGA VERTICAL

1.1. Ubicación Geográfica

El Cuerpo de Ingenieros del Ejército se encuentra construyendo la red vial sobre el Estuario del Río Esmeraldas, que permitirá el acceso directo entre la ciudad de Esmeraldas y el sector de Tachina, donde se encuentra el Aeropuerto. Dicha red vial está conformada por cuatro puentes: Puente Principal, Puente Sur, Puente Norte, Puente Norte 1.

Este último es el puente en análisis. Dicho puente permite la conexión directa entre el tramo que continúa del puente norte y el puerto marítimo, cruzando por encima de uno de los ramales de la desembocadura del Río Esmeraldas. Esta red vial formará parte de la ruta del Spondylus.

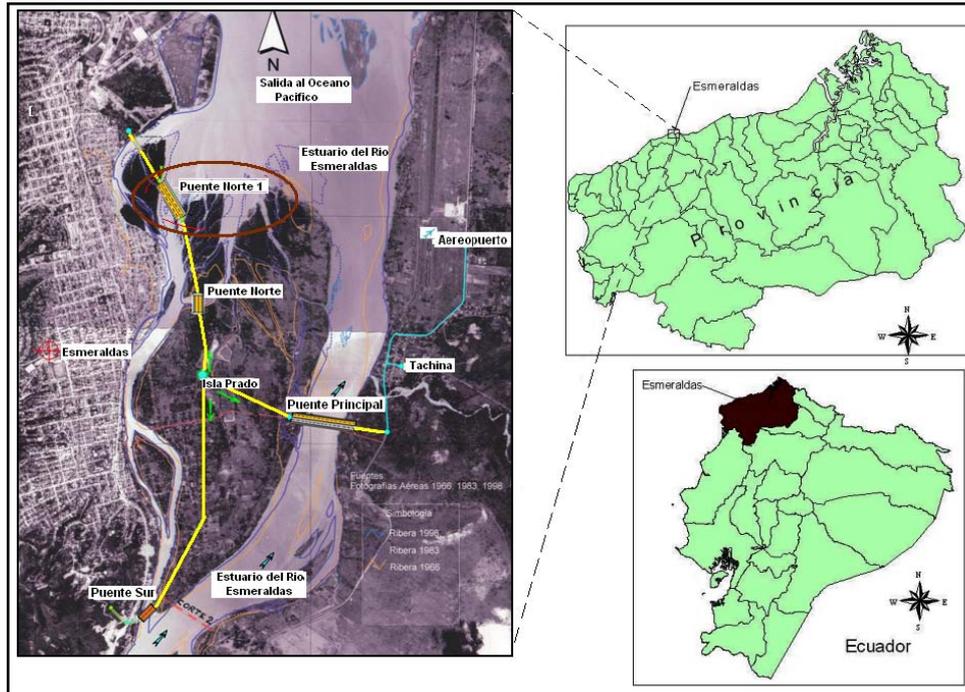


Figura 1.1: Ubicación del Puente Norte 1 (Esmeraldas)¹

1.2. Características de los Estribos

Se conoce con el nombre de estribo a aquella parte de la subestructura de un puente situada en los extremos del mismo, tienen un doble propósito el de transferir las cargas de la superestructura y el de soportar el empuje del suelo.

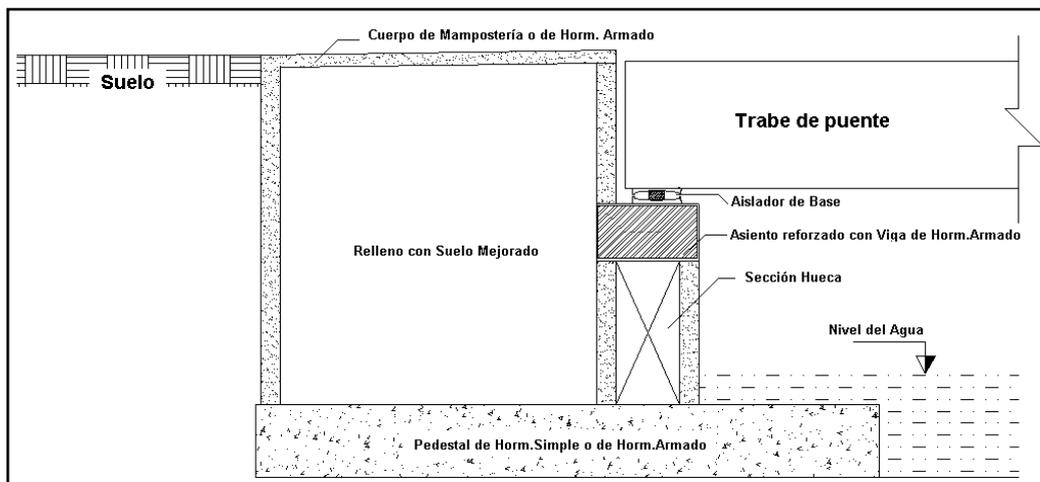


Figura 1.2: Partes de un estribo (estribo con contrafuertes)

¹ Instituto Geográfico Militar fotografía Aérea 1966, 1983, 1998.

1.2.1. Tipos de estribos

En las construcciones, por lo general se emplean los siguientes tipos de estribos: Estribos con aleros en línea recta, Estribos con aleros en ángulo, Estribos en “U”, Estribos en “T”, Estribos tipo cajón, Estribos con contrafuertes, Estribos en cantiléver y Estribos a gravedad, según la norma AASTHO LRFD describen a los estribos en cuatro tipos los cuales se mencionan más adelante.

1.2.1.1 Estribos con Aleros en Línea Recta

En general son muros de contención modificados para soportar la superestructura. Se usan con terraplenes de altura moderada. Consta de una pared plana paralela a la corriente del río o a la vía que cruza el puente, como se puede apreciar en la figura 1.3. Está compuesta de una sección principal sobre la cual se apoya el puente (llamado alma) y dos muros de ala (llamados aleros); las alas pueden ser construidas con mampostería o concreto.

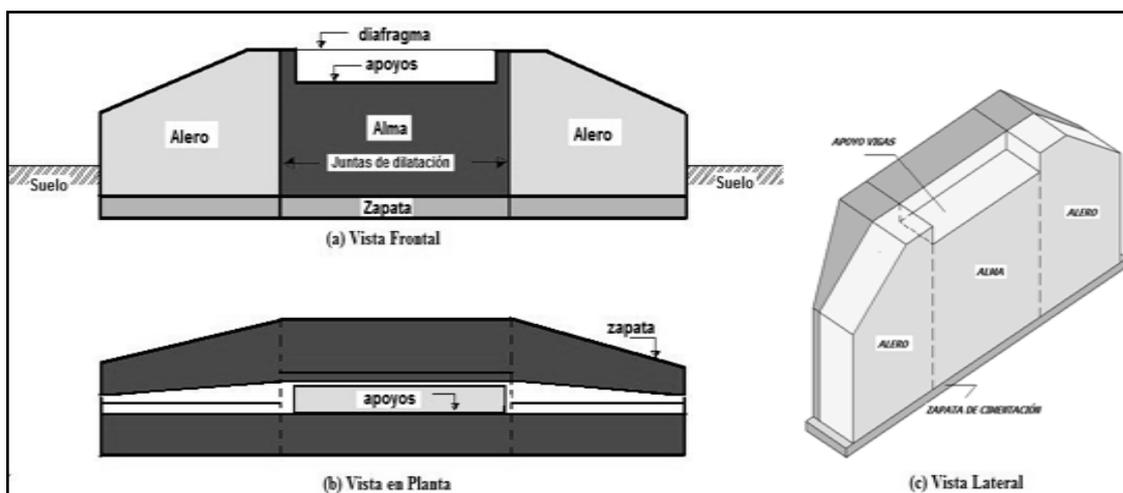


Figura 1.3: Estribo con aleros en línea recta

1.2.1.2 Estribos con Aleros en Ángulos

Como su nombre lo dice las alas pueden ser colocadas formando ángulos con el cuerpo de apoyo conforme se indica en la figura 1.4. El ángulo α generalmente está entre 30° y 45° , esto depende de la topografía del terreno. Estas aletas sirven como contrafuertes de modo que la estructura es más resistente de lo que sería un muro de contención recto o en forma de T.

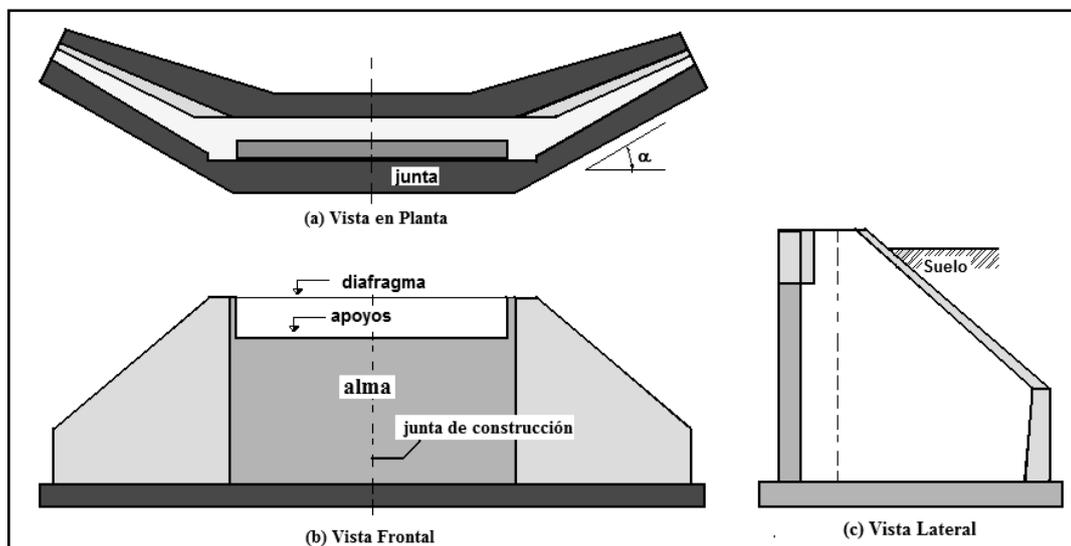


Figura 1.4: Estribo con aleros en ángulo (α).

1.2.1.3 Estribo en “U”

Las aletas que este tiene son perpendiculares a la cara frontal y sirven como eficaces contrafuertes si el puente no es muy ancho. Por tanto, es una estructura estable cuando se proyecta y cimienta adecuadamente.

Se denomina estribo en U cuando el ángulo α llega a ser de 90° . En estos muros es aconsejable una junta de dilatación central a causa del relleno del terraplén en el lado interior de la U.

Si el estribo es muy ancho y no es suficiente una junta central, hay que tener cuidado de situar las juntas de modo que esta no destruya la acción mutua de contrafuerte que están beneficiosa. Por ejemplo las juntas libres en las aletas, unidas con el frente y paralelas a él, obligan a trabajar a cada uno como un muro individual.

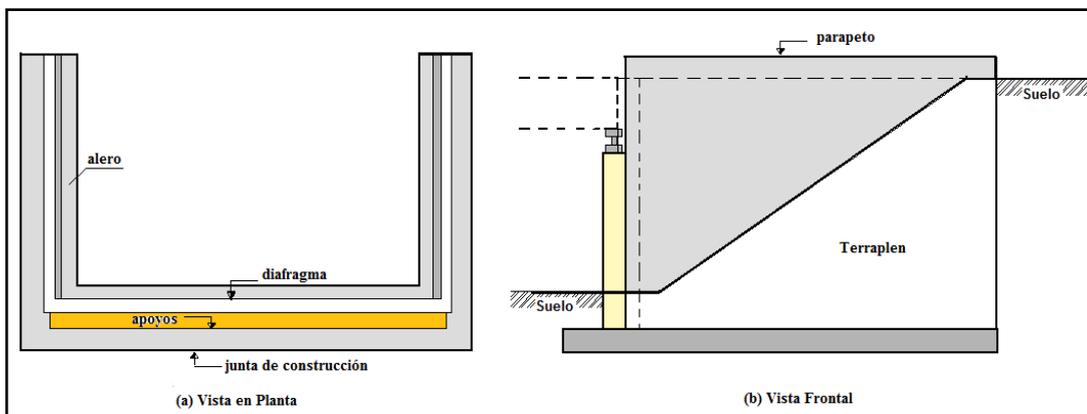


Figura 1.5: Estribo en forma de “U”.

1.2.1.4 Estribo en “T”

Se denomina estribo en T si las alas se encuentran unidas en el centro y tras del muro principal como se puede apreciar en la Figura 1.6.

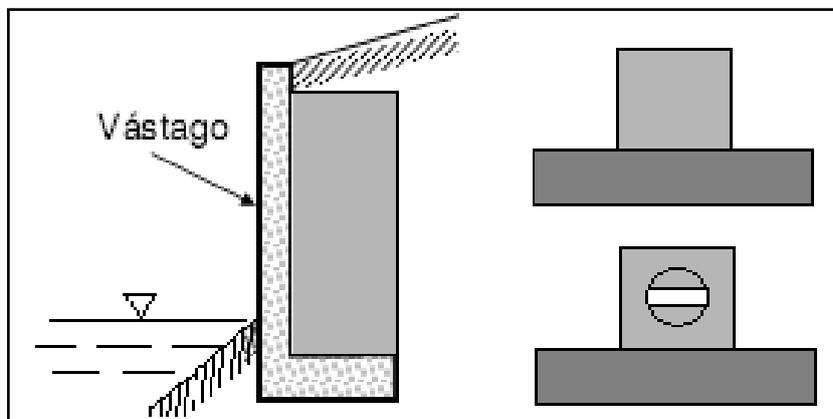


Figura 1.6: Vista en elevación y planta del estribo tipo “T”



1.2.1.5 Estribos Tipo Cajón

Desde el lado exterior, el estribo representado en la figura 1.7 puede parecer que tiene forma de U, a causa de las aletas. Sin embargo, es un cajón parcial colocado sobre el suelo. El estribo se puede usar bajo un puente de losa inferior o con armaduras.

Las dos pilastras son prácticamente pilas sobre zapatas cuadradas. El muro de contención detrás del apoyo se extiende hacia abajo como una cortina y se pueden utilizar para ayudar a repartir las cargas del puente. Puede suprimirse parte de este muro pero es aconsejable que para evitar huecos, estos estén rellenos con material pétreo o escombros. Las aletas son también muros cortina que pueden tener o no zapatas. En la parte posterior hay un muro secundario con zapatas soportadas en terreno no perturbado cerca de la coronación del talud o bien se pueden colocar pilares como se muestra en la figura 1.7.

Un estribo cajón elimina el relleno que requieren pesados muros de contención como algunos casos anteriores, por lo tanto este estribo permite reducir el peso propio del mismo y utilizarse en suelos malos o no estables. Se puede colocar un Estribo cajón oblicuo, el ángulo no debe ser demasiado agudo.

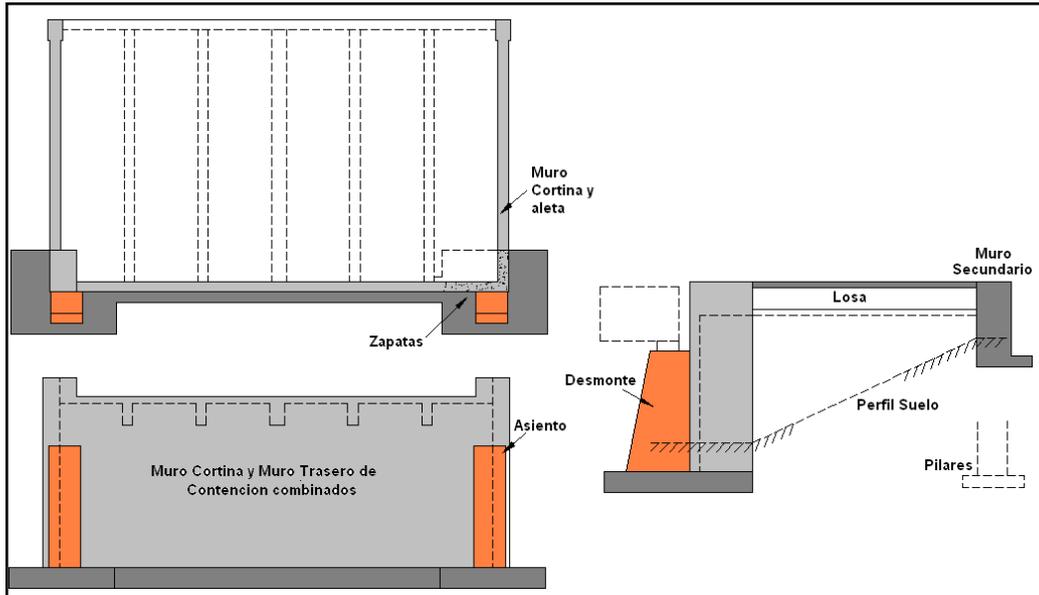


Figura 1.7: Estribo Tipo Cajón².

1.2.1.6 Estribos de Contrafuertes

Los contrafuertes son uniones entre la pantalla vertical del muro y la base. La pantalla de estos estribos resiste los empujes trabajando como losa continua apoyada en los contrafuertes, es decir, el refuerzo principal en el muro se coloca horizontalmente, son estribos de concreto armado, económicos para alturas mayores a 10 metros.

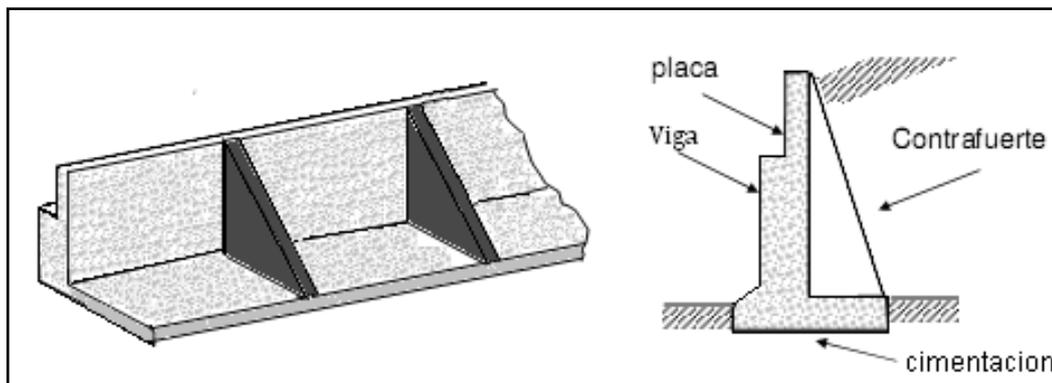


Figura 1.8: Estribo con contrafuerte.

² Cimentaciones de Estructuras, Estribos de Puentes

1.2.1.7 Estribos en Cantiliver

Este tipo de estribo resiste el empuje de tierra por medio de la acción en voladizo de una pantalla vertical empotrada en una losa horizontal (zapata), ambos adecuadamente reforzados para resistir los momentos y fuerzas cortantes a que están sujetos.

Estos estribos por lo general son económicos para alturas menores a 10 metros, para alturas mayores, los muros con contrafuertes suelen ser más económicos.

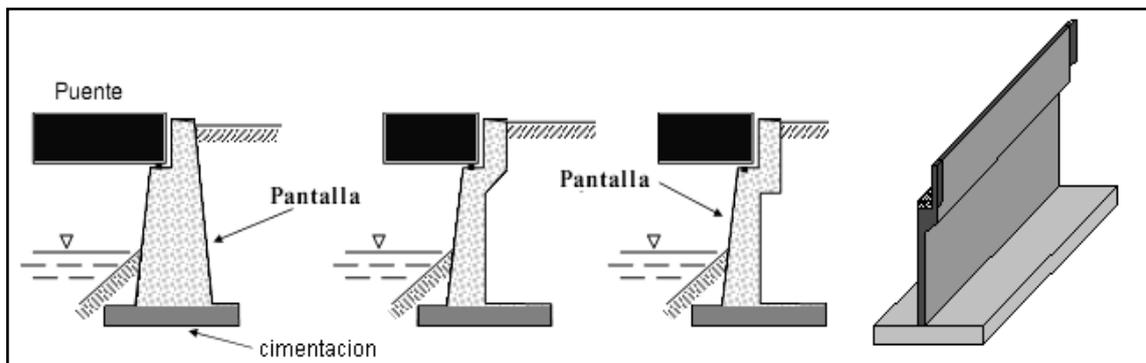


Figura 1.9: Estribos en cantiliver diferentes formas.

1.2.1.8 Estribos a gravedad

Son estribos con gran masa que resisten el empuje mediante su propio peso y con el peso del suelo que se apoya en ellos. Estos estribos suelen ser económicos para alturas moderadas, menores a 5m. Son muros con dimensiones generosas, que no requieren de refuerzo.

Los estribos de gravedad pueden ser de concreto ciclópeo, mampostería, piedra o gaviones.

En este tipo de estribo influye mucho la calidad de la roca.

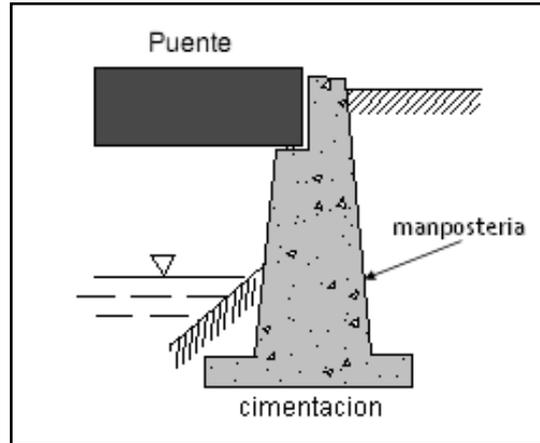


Figura 1.10: Estribo de mampostería

1.2.1.9 Estribos según Norma AASTHO LRFD³

Estribo Corto

Los estribos cortos están ubicados en la parte superior de los rellenos utilizados como acceso al puente; la profundidad del muro de retención encima del asiento del puente es suficiente para acomodar la profundidad de la estructura y los apoyos que descansan sobre el asiento.

Estribo de Profundidad Parcial

Los estribos de profundidad parcial están ubicados aproximadamente a la mitad de la profundidad de la pendiente frontal del terraplén de acceso. Su muro de retención encima del asiento y muros de ala de mayores dimensiones pueden retener material de relleno, o bien la pendiente del terraplén puede continuar detrás del muro de retención encima del asiento del puente. En este último caso debe haber una losa de acceso estructural o el diseño del tramo final debe cubrir el espacio sobre la pendiente del relleno y se deben

³ SECCIÓN 1 (SI), estribos , pilas y muros de sostenimiento



proveer estribos tipo cajón (muros cortina), de manera de cerrar espacios abiertos. Para este tipo de estructura se debe prever en lo posible realizar inspecciones.

Estribo de Profundidad Total

Los estribos de profundidad total están ubicados aproximadamente en el frente de la base del terraplén de acceso, restringiendo la abertura debajo de la estructura.

Estribo Integral

Los estribos integrales están rígidamente unidos a la superestructura y son soportados por zapatas o fundaciones profundas capaces de permitir los movimientos horizontales necesarios.

1.2.2. Aplicaciones de los estribos.

El estribo con aleros en línea recta, se aplica en forma usual para cruzar una calle, carretera o ferrocarril, pero no es adecuado para el cruce de un río debido al peligro de que el agua fluya detrás del muro. Tales estribos suelen ser macizos y deben resistir grandes momentos de vuelco. Por lo tanto pueden usarse en terrenos firmes y arena.

Los estribos con aleros en ángulos se usan para el cruce de ríos, generalmente las alas no se extienden hasta el pie del talud del relleno de acceso sino que se las corta a cierta altura dependiendo del ángulo de deflexión α del ala. Las aletas oblicuas se emplean en el cruce sobre una corriente cuando esta sirva para desviar la corriente tomando en cuenta la socavación.



Se emplean Estribos en “U” si las orillas del rio son escarpadas, en este caso las bases de los muros pueden ir escalonados adaptándose al terreno.

Estribos en “T” requiere una gran cantidad de mampostería, se recomienda su uso para estribos altos, especialmente cuando se apoya en un talud de roca.

1.2.3. Calculo de estribos

Para el cálculo de un estribo se debe tomar en cuenta varios factores entre los cuales tenemos la fuerza sísmica, el empuje del suelo, la sobrecarga, los momentos estabilizadores y de volteo, entre otros.

Coefficiente del Empuje Activo K_a ⁴: Empleando la ecuación de Rankine se determinó el coeficiente de empuje, terreno cargando contra un muro

A continuación se presentan la fórmula del coeficiente del empuje activo, los datos del ángulo de fricción interna (ϕ) y pesos específicos (γ) para diferentes tipos de suelo.

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} \quad \text{ó} \quad K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (1.1)$$

Donde: ϕ = ángulo de fricción interna del suelo.

El coeficiente ϕ , es el ángulo de rozamiento interno, el mismo que surge de la rotura del equilibrio de la masa de suelo retenida por el muro de contención. Dicho ángulo está entre la normal y la presión de la masa de suelo. Para su cálculo se realizan pruebas de compresión triaxial que son las más usadas en las propiedades esfuerzo vs deformación y

⁴ Rankine, W. (1857) On the stability of loose earth. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Vol. 147.

resistencia de los suelos. A continuación se presenta la fórmula de ley de resistencia de los esfuerzos, muy importante en los estudios de suelos y para hallar el coeficiente ϕ .

$$\tau = C + T * tg\phi \quad (1.2)$$

Donde: τ = Esfuerzo cortante en el plano de falla

T = esfuerzo normal total

C = cohesión del suelo

En la figura 1.11 se muestra un esquema del estribo en el plano de falla.

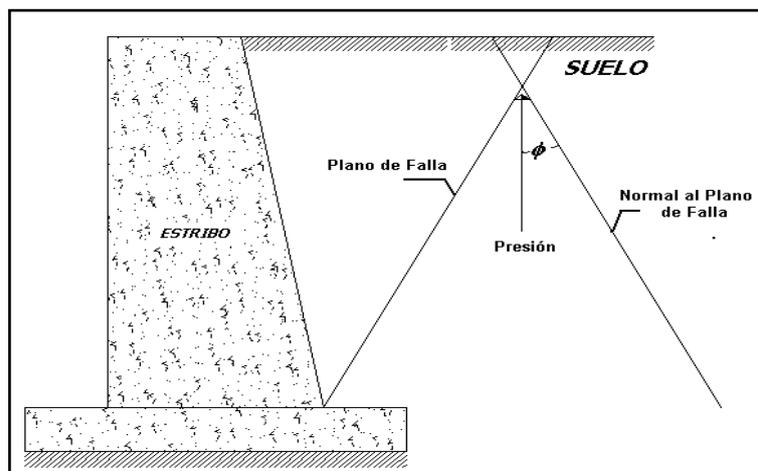


Figura 1.11: Estribo y plano de falla.

En la tabla 1.1 se presentan los datos del ángulo de fricción interna (ϕ) y los pesos específicos (γ) para los diferentes tipos de suelo:



Tabla 1.1: Valores de ϕ y γ para diferentes tipos de suelos.

Clase de Material	ϕ	γ (T/m ³)
Tierra de terraplenes, seca	35° a 40°	1.400
Tierra de terraplenes, húmeda	45°	1.600
Tierra de terraplenes, saturada	27°	1.800
Arena seca	35°	1.600
Arena húmeda	40°	1.800
Arena saturada	25°	2.000
Gravilla seca	35° a 40°	1.850
Gravilla húmeda	25°	1.860
Grava de cantos vivos	45°	1.800
Cantos rodados	30°	1.800

Empuje Activo de la tierra E_a : Este empuje no es más que la reacción opuesta por la pantalla del estribo al movimiento del suelo hacia ella, después de haber alcanzado el máximo de las resistencias internas de corte del suelo. Mediante este efecto se produce una expansión lateral del macizo y el hundimiento de la superficie libre del suelo producto del movimiento de la pantalla.

En la ecuación 1.3 se muestra la fórmula del Empuje activo para Suelos Granulares:

$$E_a = \left(\frac{1}{2} * \gamma * h^2\right) * Ka \quad (1.3)$$

En la ecuación 1.4 se muestra la fórmula del Empuje activo para Suelos Cohesivos:

$$E_a = \left(\frac{1}{2} * \gamma * h^2 * Ka\right) - (2 * c * h * ka) \quad (1.4)$$

En la ecuación 1.5 se muestra la fórmula del Empuje activo para Suelos Friccionantes Cohesivos:

$$E_a = \left(\frac{1}{2} * \gamma * h^2 * Ka \right) - (2 * c * h * ka) + \left(\frac{2 * c^2}{\gamma} \right) \quad (1.5)$$

Donde: γ = peso específico de los suelos (T/m^3).

h = altura total del estribo (m).

Ka = coeficiente de empuje activo.

c = cohesión del suelo (T/m^2).

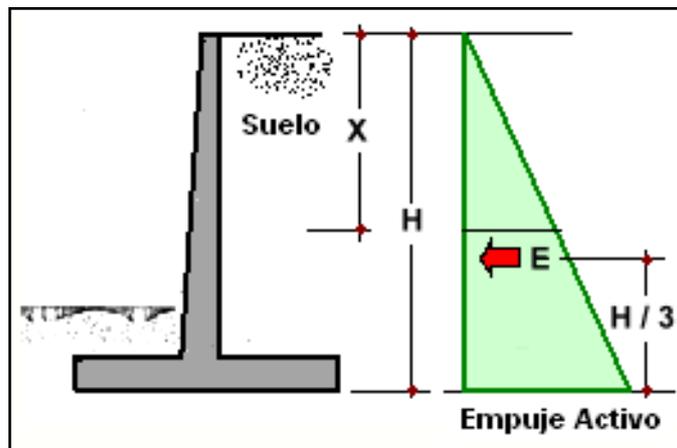


Figura 1.12: Empuje Activo.

Coefficiente del empuje pasivo Kp : El coeficiente del empuje pasivo de tierras es igual a la inversa del coeficiente de empuje activo (ka).

$$Kp = \frac{1}{Ka} \quad (1.6)$$

Empuje Pasivo Ep : Cuando un muro o estribo empuja contra el terreno se genera una reacción que se le conoce como empuje pasivo de tierras (Ep). Este se produce a $1/3$ de la altura.

$$E_p = \left(\frac{1}{2} * \gamma * h_p^2 \right) * Kp \quad (1.7)$$

En la ecuación 1.8 se muestra la fórmula del Empuje pasivo para Suelos Cohesivos:

$$E_p = \left(\frac{1}{2} * \gamma * h_p^2 * Kp \right) + (2 * c * h_p * kp) \quad (1.8)$$

En la ecuación 1.9 se muestra la fórmula del Empuje pasivo para Suelos Friccionantes Cohesivos:

$$E_p = \left(\frac{1}{2} * \gamma * h_p^2 * Kp \right) + (2 * c * h_p * kp) + \left(\frac{2 * c^2}{\gamma} \right) \quad (1.9)$$

Donde: γ = peso específico de los suelos (T/m^3).

h_p = altura de la base o pedestal del estribo (m).

Kp = coeficiente de empuje pasivo.

c = cohesión del suelo (T/m^2)

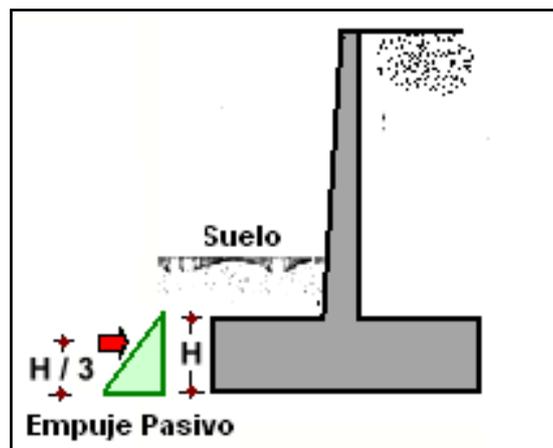


Figura 1.13: Empuje Pasivo

Empuje de Reposo E_o : Cuando el muro o estribo está restringido en su movimiento lateral y conforma un sólido completamente rígido, la presión estática del suelo es de

reposo y genera un empuje total E_0 , aplicado en el tercio inferior de la altura, Ver figura 1.14.

$$E_0 = \left(\frac{1}{2} * \gamma * h^2\right) * K_0 \quad (1.10)$$

Donde: γ = peso específico de los suelos (T/m^3).

h = altura total del estribo (m)

K_0 = coeficiente de presión de reposo.

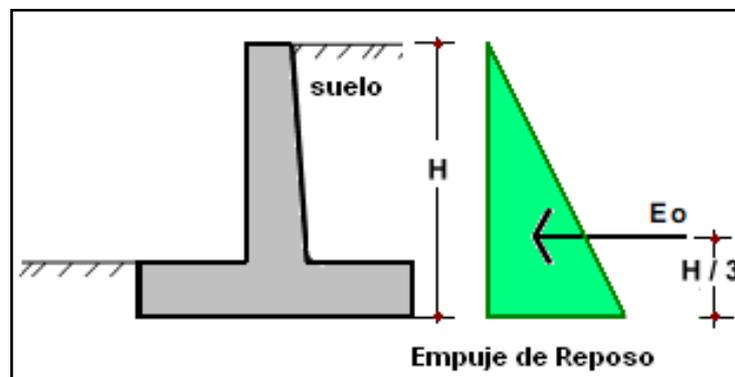


Figura 1.14: Presiones de reposo.

Coefficiente de Reposo K_0 : Cuando el terreno está en reposo, para suelos normales o suelos granulares se utiliza con frecuencia el coeficiente de empuje de reposo mediante la expresión de Jaky (1944):

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi \quad (1.11)$$

En la tabla 1.2 se presenta diferentes valores de coeficientes de reposo para varios tipos de suelos.



Tabla 1.2: Valores de Ko para varios tipos de suelos.

Tipo de Suelo	Ko
Arena Suelta	0.4
Arena Densa	0.6
Arena Compactada en Capas	0.8
Arcilla Blanda	0.6
Arcilla Dura	0.5

Empuje Sísmico E_s : Para calcular el empuje sísmico de los estribos, debemos tomar en cuenta el factor de zonificación sísmica del código ecuatoriano de la construcción (CEC-2000). En la tabla 1 se muestran los valores de la aceleración del suelo (A_o) dependiendo de la zona sísmica de determinada provincia.

Tabla 1.3 Zonificación Sísmica en Ecuador según el CEC 2000.

Zona Sísmica	I	II	III	IV
Valor del factor A_o	0.15	0.25	0.30	0.40

Luego debemos de hallar la fuerza sísmica del peso propio (F_{spp}) ubicada en el centro de gravedad (cg) del estribo.

$$F_{spp} = C_{sh} * (P.P) \quad (1.12)$$

$$C_{sh} = 0.50 * A_o \quad (1.13)$$

Donde: C_{sh} = Coeficiente sísmico horizontal.

P.P = Peso propio del estribo. (Ton)

Después se debe determinar el incremento dinámico del empuje activo de la tierra (ΔDE_a)

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} * \gamma * H^2 \right) * (K_{as} - K_a) * (1 - C_{sv}) \quad (1.14)$$

$$C_{sv} = 0.70C_{sh} \quad (1.15)$$

$$K_{as} = \frac{\text{Sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\text{Cos}\theta * \text{Sen}^2\psi * \text{Sen}(\psi - \delta - \theta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) * \text{Sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{Sen}(\psi - \delta - \theta) * \text{Sen}(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (1.16)$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}}\right) \quad (1.17)$$

$$\delta = \frac{2}{3}\phi \quad (1.18)$$

$$\psi = 90^\circ \quad (1.19)$$

$$\beta < (\phi - \theta) \quad (1.20)$$

Donde: C_{sv} = Coeficiente sísmico vertical.

K_{as} = Coeficiente dinámico del Empuje Activo del suelo.

Φ = ángulo de fricción interna.

Ψ = ángulo formado entre la horizontal y la cara interna del muro (por lo general es de 90°).

δ = ángulo de fricción relleno-muro.

Para determinar el coeficiente K_{as} , se debe emplear la ecuación del método Mononobe-Okabe para lo cual debe cumplirse la siguiente condición: $\beta < (\phi - \theta)$.

Por último se obtiene el Empuje Sísmico total (E_s), para lo cual se deben sumar el Empuje Activo de tierras, el incremento dinámico del Empuje Activo y la Fuerza Sísmica Inercial del peso propio, tal como se presenta a continuación:

$$E_s = E_a + \Delta DE_a + F_{s_{pp}} \quad (1.21)$$

En la figura 1.15 se puede apreciar las componentes que forman parte del análisis del empuje sísmico (E_s)

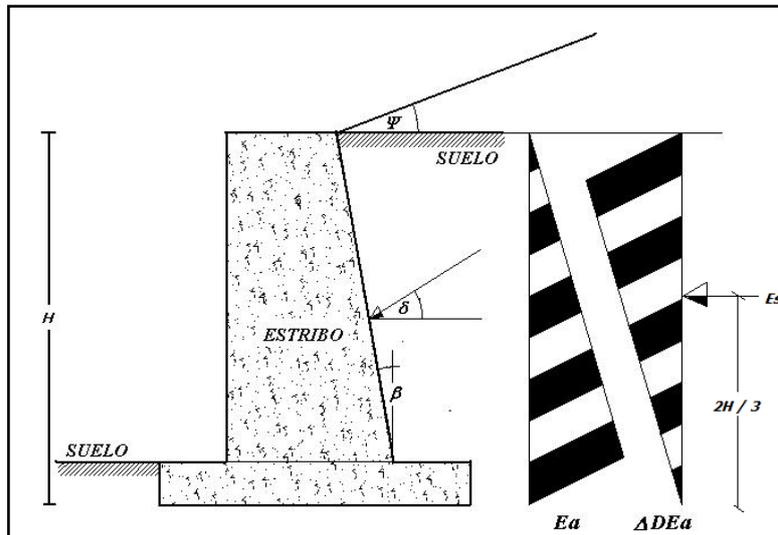


Figura 1.15: Partes que constituyen el análisis del empuje sísmico

Peso de la Sobrecarga: En ciertas ocasiones los muros de contención tienen que soportar sobrecargas uniformes (q), originadas por el tráfico o por depósitos de materiales en la superficie, incrementando la presión sobre el muro.

El procedimiento usual para tomar en cuenta la sobrecarga uniforme es transformarla en una porción de tierra equivalente de altura H_s .



$$H_s = \frac{q}{\gamma} \quad (1.22)$$

Donde: H_s = Porción de tierra equivalente en altura al cuadrado.(m²)

γ = Peso específico similar al del suelo de relleno (T/m³)

q = Sobre carga equivalente.(T/m)

A continuación se presenta un cuadro con la altura del relleno equivalente:

Tabla 1.4: Altura de relleno equivalente a sobrecarga vehicular H_s

Altura del muro	H_s
≤ 1,53 m (5 pies)	1,68 m (5,5 pies)
3,05 m (10 pies)	1,22 m (4,0 pies)
6,10 m (20 pies)	0,76 m (2,5 pies)
≥ 9,15 m (30 pies)	0,61 m (2,0 pies)

Empuje de la Sobrecarga E_{sob} : La sobrecarga también genera un empuje sobre el muro para lo cual se calcula con la siguiente fórmula:

$$E_{sob} = \left(\frac{1}{2} * \gamma * H_s h\right) \quad (1.23)$$

Donde: E_{sob} = Empuje de la sobrecarga (Ton)

h = altura total del estribo (m)

H_s = Porción equivalente de sobrecarga. (m²)

γ = Peso específico similar al del suelo de relleno (T/m³)



Momento de volteo debido al Empuje Activo M_v : El momento volcador se produce a una distancia de $1/3$ de la altura total del estribo, medidos desde la base del mismo.

$$M_v = E_a * \frac{1}{3} h \quad (1.24)$$

Donde: E_a = Empuje activo de tierra (Ton)

h = altura total del estribo (m)

Momento de volteo debido al Empuje de la Sobrecarga $M_{v_{sob}}$: El momento volcador se produce a una distancia de $1/2$ de la altura total del estribo, medidos desde la base del mismo.

$$M_{v_{sob}} = E_{sob} * \frac{1}{2} h \quad (1.25)$$

Momento Volcador Sísmico M_{vs} : El momento volcador debido al sismo se produce a una distancia de $2/3$ de la altura total del estribo, medidos desde la base del mismo.

$$M_{vs} = E_s * \frac{2}{3} h \quad (1.26)$$

Donde: E_s = Empuje sísmico (Ton)

h = altura total del estribo (m)

Peso Propio P.P: El peso del estribo se calcula sacando el volumen de cada elemento y multiplicando por el peso específico del material.

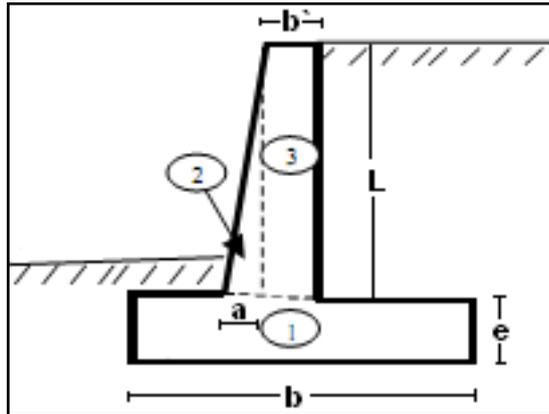


Figura 1.16: Secciones tipo de un estribo.

Tabla 1. 5: Tabla Tipo para cálculo del peso

Elemento	Área	Volumen	Peso (w)
1	$b \cdot e$	Área 1 * ancho estribo	Volumen 1 * γ ho
2	$L \cdot a / 2$	Área 2 * ancho estribo	Volumen 2 * γ ho
3	$L \cdot b$	Área 3 * ancho estribo	Volumen 3 * γ ho
		Total	Σ peso

Peso del relleno W_r : El relleno colocado sobre la cimentación tiene un volumen y este se debe multiplicar por el peso específico del material utilizado.

Momento estabilizante M_e : Las fuerzas que dan estabilidad al muro son el peso propio del muro, el peso del relleno y el peso total de la sobrecarga.

$$M_e = P.P. + W_r + q \quad (1.27)$$

Donde: M_e = Momento Estabilizador (T.m)

$P.P$ = Peso propio del Estribo (Ton)

W_r = Peso del relleno (Ton)

q = Peso de la sobrecarga. (T/m)



Fuerza de fricción Fr : La fuerza de fricción está en función del peso del estribo.

$$Fr = W_T * \mu \tag{1.28}$$

Donde: W_T = Peso del estribo + El relleno + Sobrecarga

μ = coeficiente de fricción

Tabla 1. 6: Coeficiente de Fricción para algunos tipos de suelo⁵

Suelo	Coeficiente μ
Granular	0.6 - 0.55
Granular con limo	0.45
Limosos	0.3 - 0.35

Estabilidad al Volcamiento FS_v : La relación entre los momentos estabilizantes (M_e) y los momentos debido al volteo (M_v), producidos por los empujes del terreno, se conoce como factor de seguridad al volcamiento (FS_v), esta relación debe ser mayor de 1,5.

$$FS_v = \frac{M_e}{M_{vs}} \geq 1.5 \tag{1.29}$$

Donde: FS_v = Estabilidad al volcamiento.

M_e = Momento estabilizador (T.m)

M_{vs} = Momento Volcador (T.m)

Estabilidad al deslizamiento FS_d : La relación entre las fuerzas resistentes y las actuantes o deslizantes (empuje), se conoce como factor de seguridad al deslizamiento.

⁵ Obras Civiles, Escuela Politécnica del Ejército, Ing. Ernesto Pro.

$$FS_d = \frac{Fr + E_p}{E_t} \geq 1.5 \quad (1.30)$$

Donde: FS_d = Estabilidad al deslizamiento

Fr = Fuerza de fricción (Ton)

E_p = Empuje pasivo (Ton)

E_t = Empuje activo Empuje sísmico + Empuje debido a la sobrecarga (Ton)

1.2.4. Estados de Carga que se analizan tanto para el FSv como para el FSD

- Estado de carga estribo solo
- Estado de carga estribo + sismo
- Estado de carga estribo + sobrecarga
- Estado de carga estribo + sobrecarga + sismo

1.3. Características del Apoyo Central ó Pila

La Pila de un puente es aquella parte de la subestructura que recibe la acción de dos tramos de la superestructura y tiene las siguientes funciones:

- Soportar la superestructura de un puente.
- Permitir el paso del agua con la menor perturbación posible.

- Transmitir las cargas de la superestructura al terreno y repartirlas en tal forma que no excedan el esfuerzo admisible del suelo.

1.3.1. Partes de la Pila.

Las partes de una pila son: la corona, el cuerpo y la zapata.

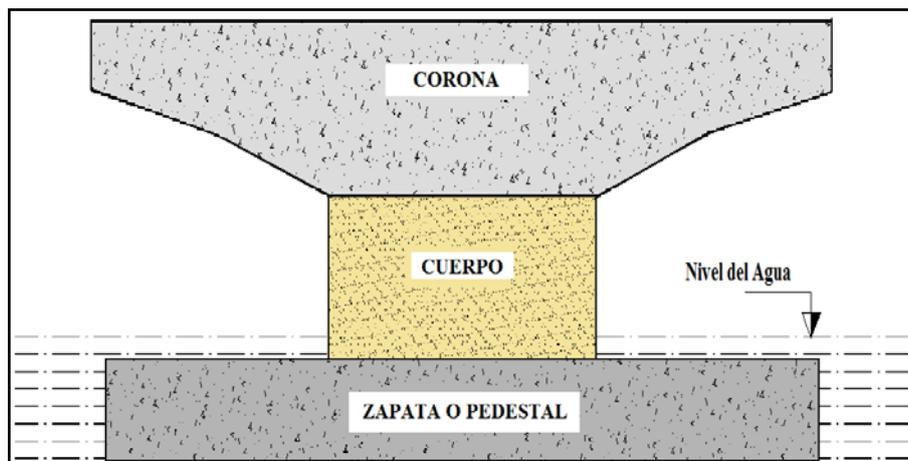


Figura 1.17: Partes de una Pila – Corte Transversal

1.3.2. Tipos de Pilas

Las pilas, son estructuras que ayudan como soporte de cargas de la superestructura. Por lo general se emplean pilas con alivianamientos, de manera de poder lograr un ahorro de material manteniendo la misma resistencia de una pila sólida, debido a sus secciones que se deben emplear.

Debido a su forma tenemos los siguientes tipos de Pilas Alivianadas:

Tipo I. Es una sección alivianada con arcos, la cual se utiliza en puentes de gran envergadura.

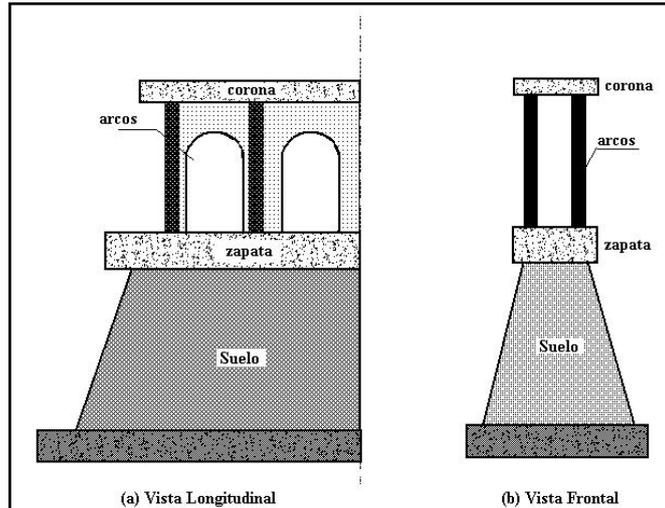


Figura 1.18: Vistas (a) y (b).

Tipo II. Es una sección hueca formada por paredes delgadas de hormigón armado, este tipo de sección es recomendable cuando está asentada sobre pilotes.

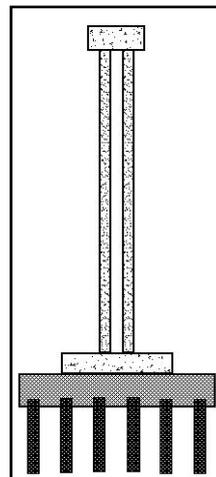


Figura 1.19: Pila Tipo II – Corte transversal.

Tipo III. Está constituido por dos columnas unidas por un tabique central. Este tipo de apoyo es uno de los más utilizados.

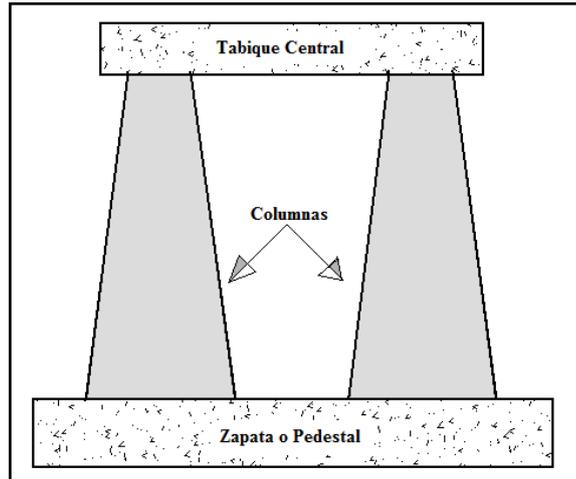


Figura 1.20: Pila Tipo III – Corte transversal

Tipo IV. Es una sección tipo pórtico, utilizada en pilas de gran altura. En ocasiones esta es reemplazada por una columna circular.

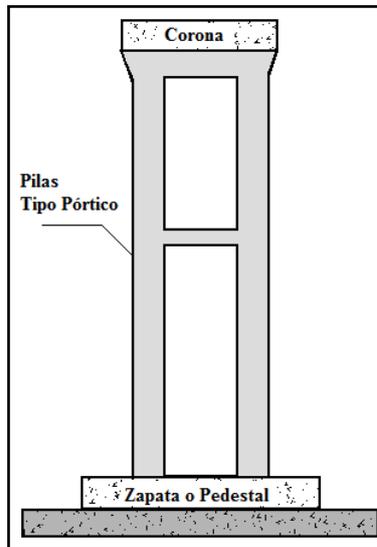


Figura 1.21: Pila Tipo IV – Corte transversal

Tipo V. A este tipo se lo denomina Caballetes de pilotes, debido a que la pila está constituida por una fila de pilotes, en un número que varía según el ancho del puente. Como apoyo directo del puente se tiene una viga superior que une los pilotes para formar

el caballete, la separación de estos caballetes es limitada, generalmente se adopta 8m aproximadamente.

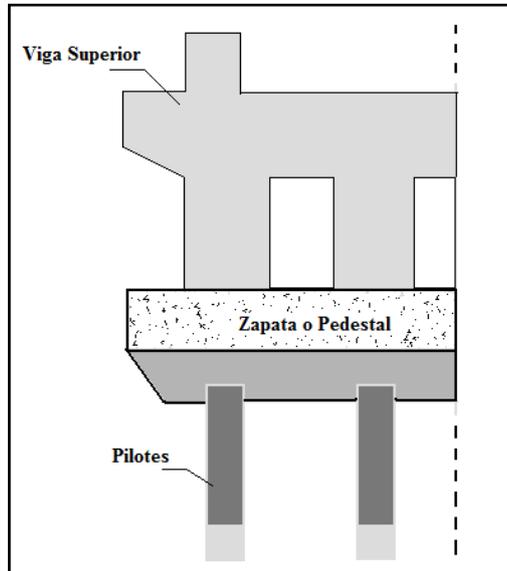


Figura 1.22: Pila Tipo V – Corte longitudinal.

Tipo VI. A este tipo de pila se lo denomina pilas tubulares, debido a que tienen una sección de núcleo hueco, el mismo que puede ser de acero, hormigón armado u hormigón pretensado.

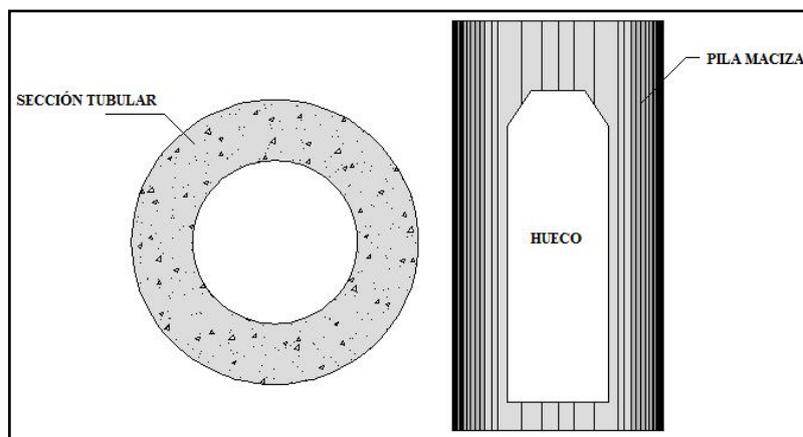


Figura 1.23: Pila tubular.

1.3.3. Dimensiones de la Corona y Zapata

Las dimensiones de la corona ó cabeza no solo van a depender de la sección transversal de la pila sino también de la luz, estilo y ancho del puente. Su función es la de recibir directamente la carga de la superestructura para transmitirla al cuerpo de la pila.

Las dimensiones de la base ó zapata de la pila, se determinan en función del área necesaria para el soporte de suelo de cimentación y su estabilidad, la misma que depende de las cargas que debe soportar la zapata. Su función es transmitir las cargas al suelo, de manera que no sobrepasen el esfuerzo admisible del éste.

1.3.4. Cálculo de las Pilas

Carga Muerta (CM): La carga muerta está comprendida por la superestructura (protecciones, vereda, parterre, carpeta asfáltica, tablero, vigas longitudinales, viga transversal, diafragmas, rigidizadores y aisladores).

Carga Móvil ó Viva (CV): Aquí se consideran las cargas vehiculares y peatonales.

Carga por Impacto (I): Para el cálculo del Impacto debido a los vehículos, se utiliza la siguiente fórmula:

$$I = \frac{5.24}{L + 38.10} \leq 30\% \quad (1.31)$$

Donde: L = longitud de la baranda de seguridad (m).



Peso Propio de la Pila ($P.P_{pila}$): Para el cálculo del peso propio de la pila se utiliza la siguiente fórmula:

$$PP_{pila} = V \times \gamma h \quad (1.32)$$

$$V = A \times H$$

Donde: A = área de la sección de la pila (m^2)

H = altura de la pila (m)

V = volumen de la pila (m^3)

γh = Peso específico del hormigón. (Ton/m^3)

Presión debida al Viento: Tenemos dos tipos de presiones debidas al viento:

La primera se la conoce como presión de viento normal sobre la pila, cuya fuerza que recomienda la norma A.A.S.H.T.O es de $100 \text{ Kg}/m^2$.

La otra presión se la conoce como viento tangencial, para lo cual la norma A.A.S.H.T.O recomienda que se calcule la pila con una presión de $100 \text{ Kg}/m^2$.

Calculo de la Estabilidad de las Pilas:

Para el cálculo de Estabilidad de pilas, se debe calcular el empuje debido al Volcamiento y Deslizamiento tanto en sentido de la corriente como transversal a este.

Formulas a utilizar para el cálculo del Factor de Seguridad debido al Volcamiento:

Empuje activo Ea : Se lo aplica a 1/3 de la altura del agua. (Ton)

$$Ea = \frac{C1 \times A \times V^2 \times \gamma_w}{g} \quad (1.33)$$

Donde: Ea = Empuje activo o Empuje dinámico del agua. (Ton)

$C1$ = Coeficiente de forma de la pila.

A = Área de influencia en dirección de la corriente. (m^2)

g = Aceleración de la gravedad. (m/s^2)

V =Velocidad del agua, en aguas máximas (m/s)

γ_w = Peso específico del agua. (Ton/m^3)

Momento debido al volamiento Mv :

$$Mv = Ea \times \frac{h}{3} \quad (1.34)$$

Donde: Mv = Momento debido al volcamiento (T.m)

h = altura del agua. (m)

Momento resistente M_R :

$$M_R = W_i \times l_i \quad (1.35)$$

Donde: M_R = Momento resistente (T.m)

W_i = Peso de cada elemento que conforma la pila. (Ton)

l_i = Distancia o brazo de palanca hacia el cg de cada elemento.(m)

$$FS_V = \frac{M_R}{M_V} > 1,5 \quad \rightarrow \text{Para suelos granulares.} \quad (1.36)$$

$$FS_V = \frac{M_R}{M_V} > 2 \quad \rightarrow \text{Para suelos cohesivos.} \quad (1.37)$$

Donde: FS_v = Factor de seguridad al Volcamiento.

Formulas a utilizar para el cálculo del Factor de Seguridad debido al Deslizamiento:

$$E_p = \frac{1}{2} \times \gamma_s \times h' \times K_p \quad (1.38)$$

Donde: h' = altura de la pila medido desde el nivel 0,00 hasta la profundidad de la zapata de cimentación.

K_p = Coeficiente necesario para el cálculo del empuje pasivo.

$$K_p = \frac{1 + \text{Sen}\phi}{1 - \text{Sen}\phi} \quad (1.39)$$

Donde: φ = ángulo de fricción del suelo.

$$FS_D = \frac{\mu \times W + E_p}{E_a} > 1.5 \quad (1.40)$$

Donde: μ = Coeficiente de fricción del suelo

W = Peso total de la pila (Ton)

E_p = Empuje pasivo (Ton)

Esfuerzos máximos y mínimos de compresión:

$$\sigma = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right) \quad (1.41)$$

Donde: σ = Esfuerzo a la compresión (T/m²)

P = Carga vertical total (Ton)

A = Área de la sección considerada (m²)

e = Excentricidad (m)

L = Longitud de la base de la pila (m)

1.3.5. Estados de Carga que se analizan tanto para el FSv como para el

FSd

- Pila
- Pila + Sobrecarga
- Pila + Sismo
- Pila + Sobrecarga + Sismo

1.3.6. Cargas últimas empleadas para análisis de pilas según el CEC-

2000

$$U = 1.4 D + 1.7 L$$

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L \pm 1.87E)$$

$$U = 0.9D + 1.43E$$

Donde: D= Carga Muerta

L = Carga Viva

E = Carga debida al Sismo

1.4. Características del Tablero, Vigas y Terminados de los Puentes

1.4.1. Clasificación de los Puentes según su tipo de Losa:

Losa Maciza

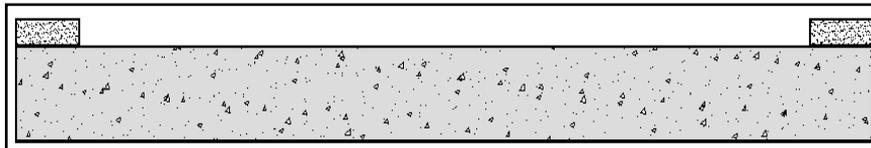


Figura 1.24: Losa maciza.

Losa Alivianada

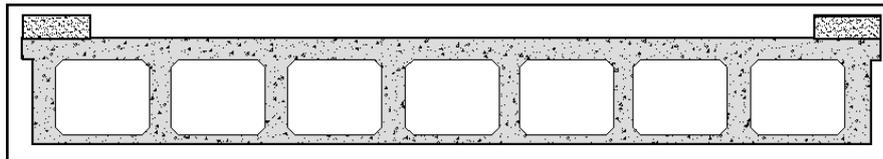


Figura 1.25: Losa alivianada.

Losa Nervada: En este tipo de losas, las nervaduras son longitudinales y transversales.

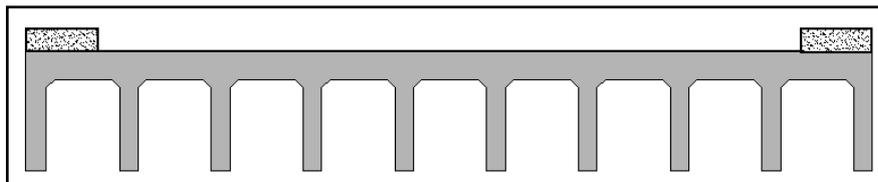


Figura 1.26: Losa nervada.

1.4.2. Clasificación de los Puentes según su tipo de Vigas:

Vigas Simples macizas:

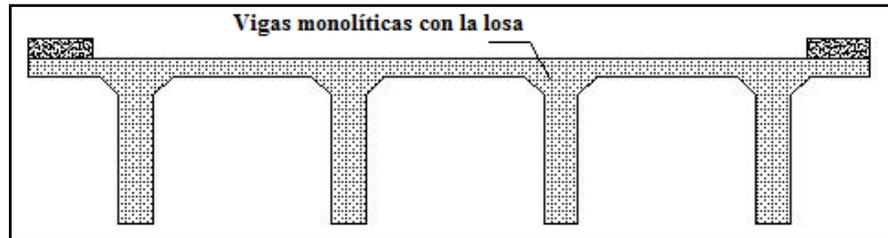


Figura 1.27: Vigas simples macizas.

Vigas Simples Tipo cajón ó celulares con Celdas Rectangulares ó Trapezoidales:

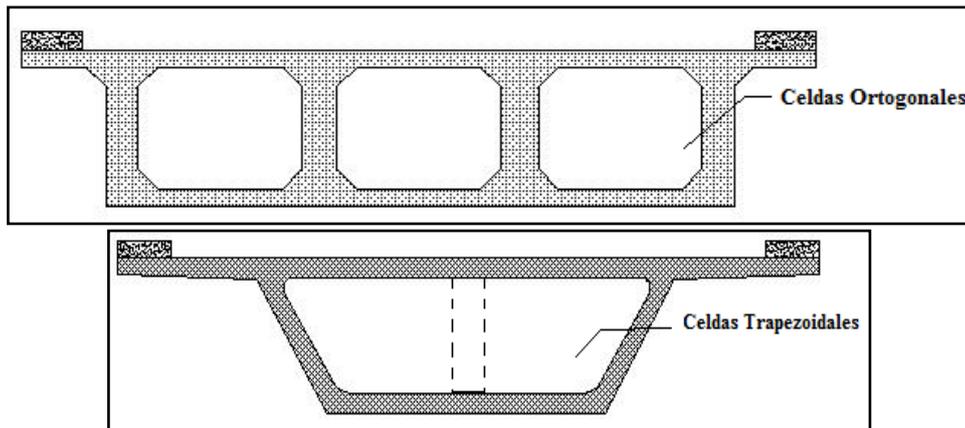


Figura 1.28: Vigas cajón Rectangulares y Trapezoidales.

Vigas Compuestas de Hormigón Armado – Presforzado:

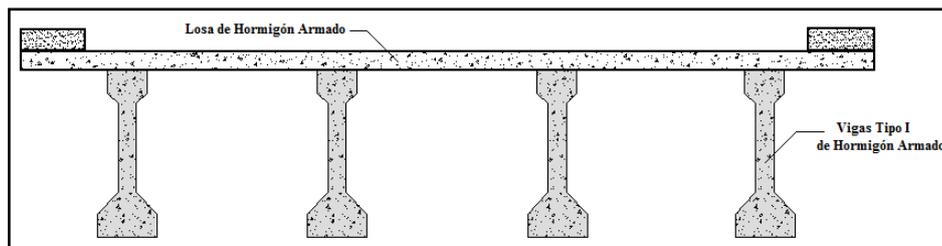


Figura 1.29: Vigas de Hormigón Presforzado.

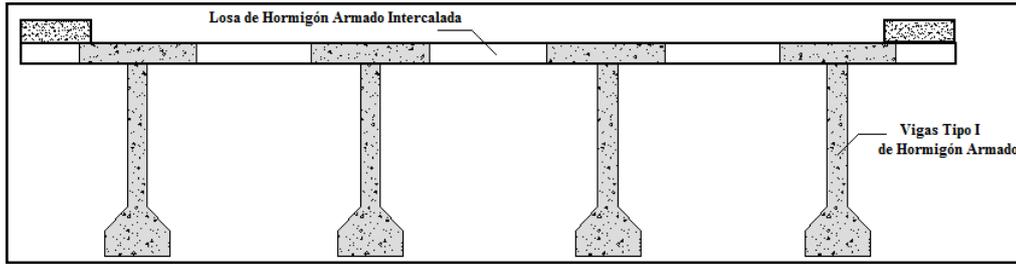


Figura 1.30: Vigas de Hormigón alojadas en losa.

Vigas Compuestas de Hormigón – Acero:

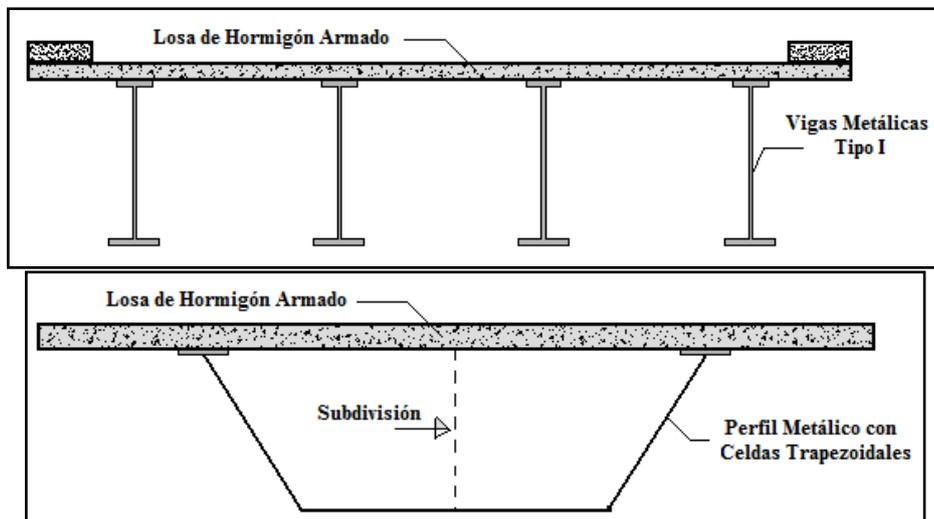


Figura 1.31: Vigas Hormigón Acero.

Vigas de Hormigón Armado – Hormigón Armado:

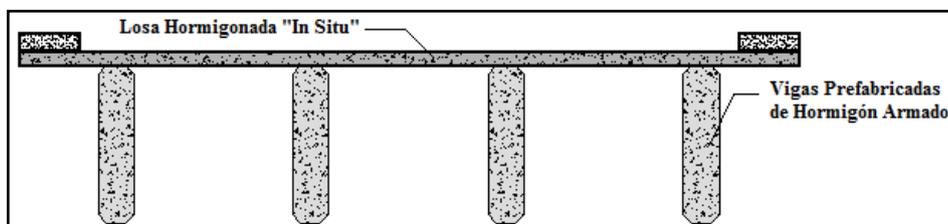


Figura 1.32: Vigas de Hormigón armado con losa “in situ”.

1.5. Terminados

1.5.1. Protecciones

La función de las protecciones es la de encaminar el vehículo para que vuelva a su andén, para lo cual se requiere que este sea flexible y rígido. De acuerdo al material, las protecciones de los puentes pueden ser de: Hormigón Armado ó Acero.

Protecciones de Hormigón Armado: En esta clasificación tenemos 3 tipos de protecciones, los mismos que se mencionan a continuación:

Columneta con dos viguetas:

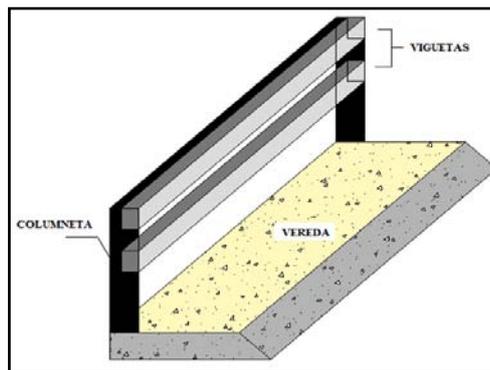


Figura 1.33: Columneta con dos viguetas.

Columneta con tres viguetas:

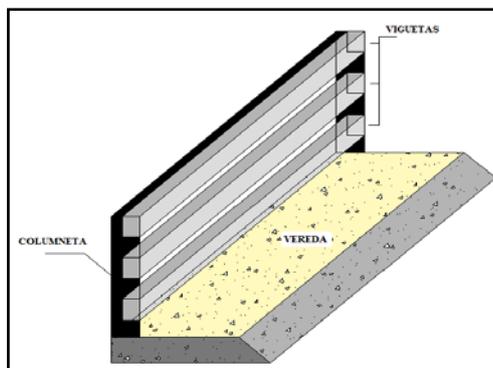


Figura 1.34: Columneta con tres viguetas.

Pantalla de Hormigón Armado:

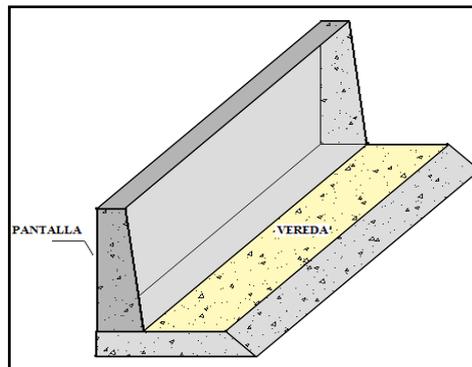


Figura 1.35: Pantalla de Hormigón armado.

Protecciones de Acero: Este tipo de protecciones resultan ser muy útiles cuando se requieren de menores tiempos de ejecución.

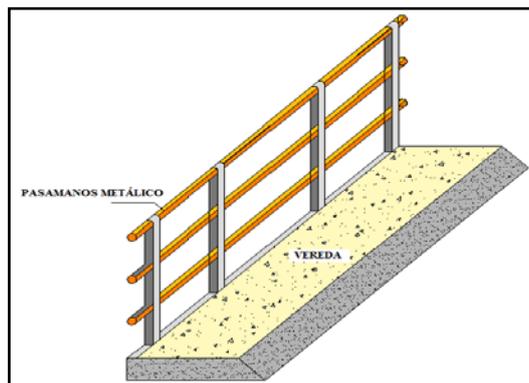


Figura 1.36: Protección de acero tipo.

1.5.2. Vereda

Se debe diseñar un modelo de vereda que se acople a las cargas peatonales que va a soportar, para lo cual depende de sus dimensiones, para saber si se diseña maciza o alivianada.

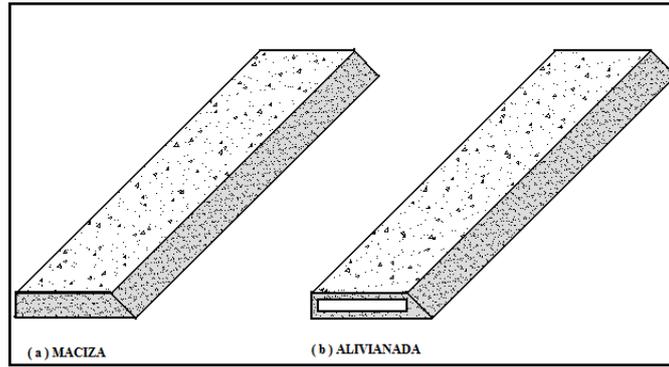


Figura 1.37: Vereda maciza (izquierda) y alivianada (derecha).

Carpeta del Tablero: La carpeta que está sobre la losa del puente, puede ser de pavimento flexible (asfalto) ó rígido (hormigón); depende de las cargas a soportar y de su modelo de diseño para elegir el tipo de material de la carpeta.

Otros: Además en los puentes se debe tomar en cuenta que se tenga una buena iluminación, sistemas de conducción y recolección, señalización vertical y horizontal.

1.6. Tipo de Suelo

La estratigrafía del suelo donde se construyó el Puente Norte 1, está formado por una capa de limo arcilloso blando, café oscuro con materia orgánica, sedimento reciente, la cual va del nivel 0.00 a 2.00 metros, a continuación se tiene arenas y gravas compactadas con un número de golpes entre 17 y 36 de consistencia media, el nivel de esta capa es de 2.00 a 7.00 metros, por último se tiene una capa de arenas y gravas muy compactas con un número de golpes mayor a 40, este estrato va desde los 7.00 a 20.00 metros. En este caso se tiene agua en la superficie. En la figura 1.38 se puede observar los diferentes estratos.

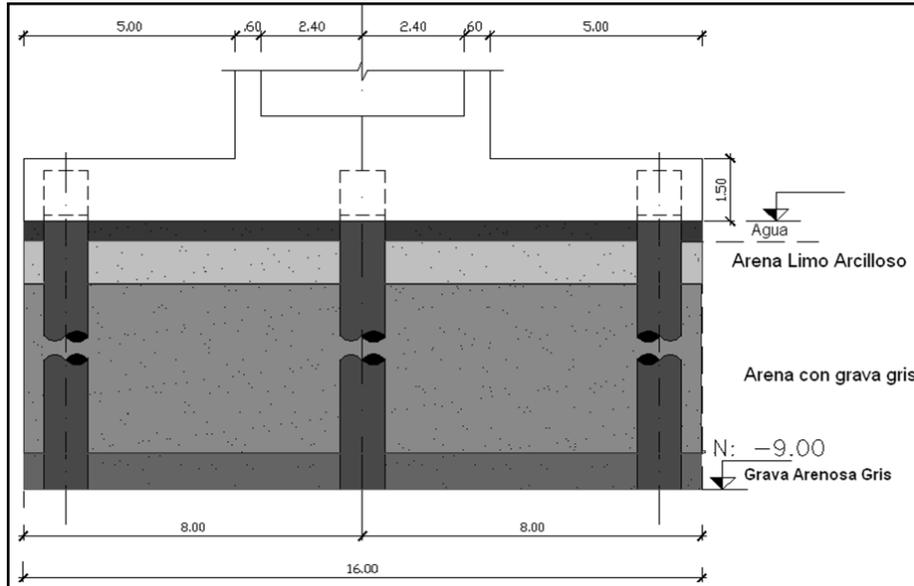


Figura 1.38: Estratos del suelo a una profundidad de 9 metros.

Se presentan las curvas P-y (Carga – Deformación) para 3, 5 y 7 metros de profundidad para las dimensiones consideradas en el diseño. Para construir estas curvas se utilizó el método de REECE.

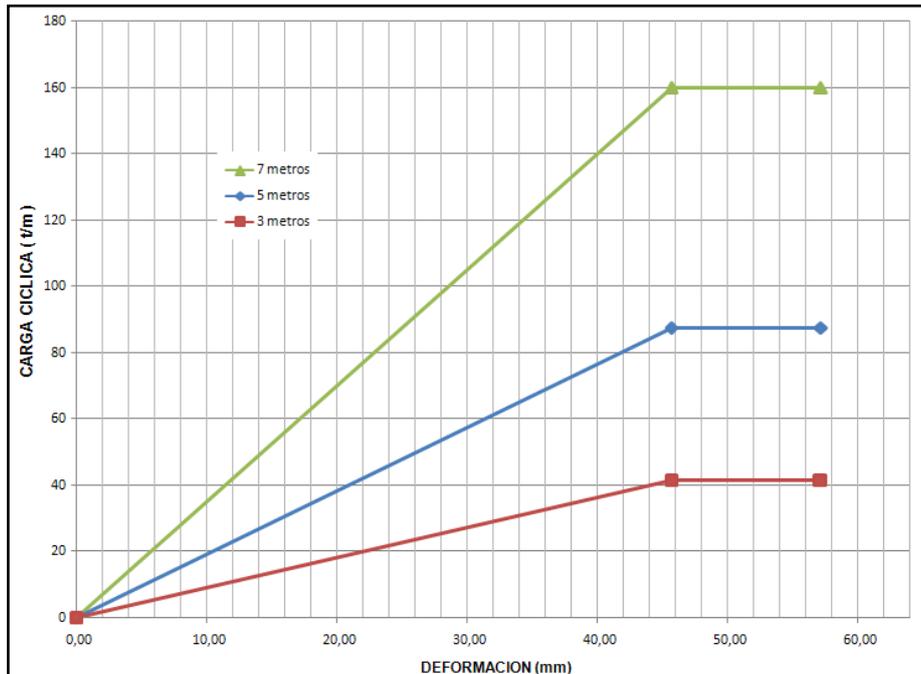


Figura 1.39: Curva P- y debido a carga cíclica.⁶

⁶ Fuente Cuerpo de Ingenieros Ing. Vergara.

Se obtiene dos tipos de curvas, debido a carga estática y carga cíclica. En la Figura 1.40 se puede apreciar las curvas a diferentes profundidades, En la Carga cíclica se encuentran las deformaciones más alta como se puede observar en la Figura 1.40.

Estas cargas se utilizan para encontrar la rigidez del suelo y para el diseño de los pilotes.

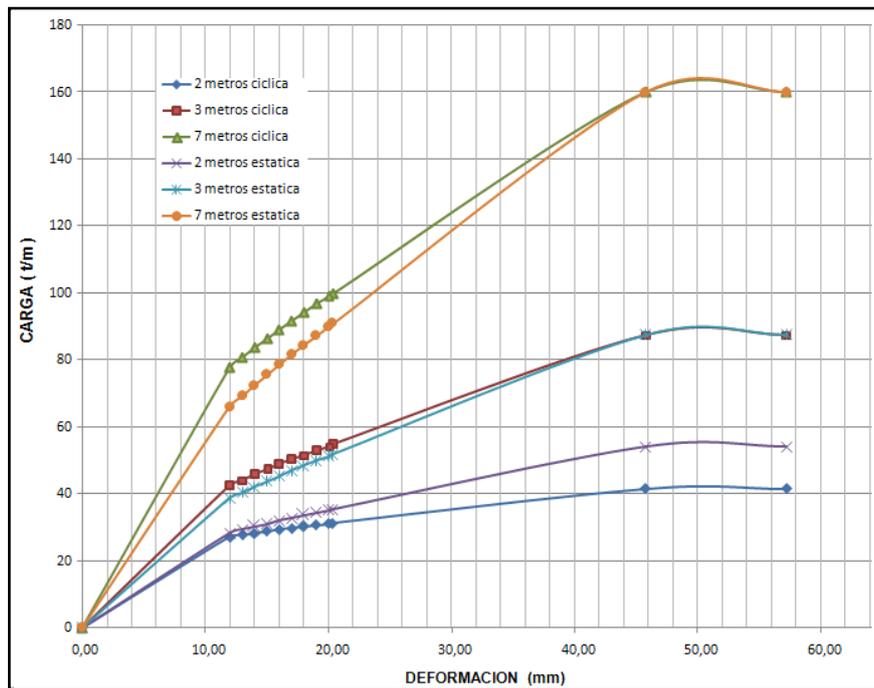


Figura 1.40: Curva P- y carga estática y carga cíclica.