

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
SECCION DE POST-GRADO Y SEGUNDA ESPECIALIZACIÓN**



***CONSIDERACIONES SISMICAS EN EL DISEÑO  
DE CIMENTACIONES DE CONCRETO ARMADO  
EN PUENTES***

**TRABAJO PRESENTADO PARA OPTAR**

**EL TITULO DE SEGUNDA ESPECIALIZACIÓN EN  
INGENIERIA SISMORESISTENTE**

***ING. EDUARDO RIVERA REYES***

Lima - Perú  
2000

# **CONSIDERACIONES SISMICAS EN EL DISEÑO DE CIMENTACIONES DE CONCRETO ARMADO EN PUENTES**

## **INDICE**

INTRODUCCIÓN  
OBJETIVOS

### **1.0 DEFINICIONES**

- 1.01 Conceptos generales
- 1.02 Tipos de puentes
- 1.03 Tipos de superestructuras
- 1.04 Tipos de infraestructuras
- 1.05 Cargas en puentes
- 1.06 Empuje de tierras (Rankine)

### **2.0 CONSIDERACIONES SISMICAS DE PUENTES**

- 2.01 Análisis y diseño sísmico de puentes
- 2.02 Empuje de tierras con sismo-Mononobe Okabe
- 2.03 Requisitos sísmicos para estribos y muros de contención
- 2.04 Requisitos sísmicos para cimentaciones profundas (pilotes)
- 2.05 Requisitos sísmicos para concreto reforzado

### **3.0 CIMENTACIONES**

- 3.01 Cimentaciones y capacidad de soporte en cimentaciones
- 3.02 Estribos de concreto masivo, ciclópeos, aramados y contrafuertes
- 3.03 Estribos de celda
- 3.04 Pilares
- 3.05 Cámaras de anclaje

### **4..0 CIMENTACIONES PROFUNDAS**

- 4.01 Consideraciones para pilotes
- 4.02 Capacidad de soporte en cimentaciones profundas en pilotes hincados y pilotes excavados.
- 4.03 Pilotes
- 4.04 Caissones

### **5.0 APLICACIONES Y CALCULO ESTRUCTURAL**

### **6.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **7.0 BIBLIOGRAFIA**

# INTRODUCCION

El presente trabajo profesional de cimentaciones de puentes, no se trata de un resumen de todo lo que habría que saber sobre cimentaciones, sino la ambición es sensibilizar a los Ingenieros en general, que quisieran diseñar estructuras de puentes, con los diversos problemas que los puentes plantean, facilitándoles una visión en conjunto de los tipos de cimentaciones que encontrarán, pero incidiendo en el análisis sísmico de las estructuras que no era considerado al detalle en cimentaciones de puentes antiguamente y sólo se consideraba porcentajes de 5 a 20% y que dependiendo de la luz y de la altura de las cimentaciones eran elegidos a juicio del Consultor.

Esta información que pongo a disposición, forma parte también de mi experiencia de muchos años de Consultor de Puentes y conjuga con el conocimiento actualizado en el 1º Curso de Segunda Especialidad en Ingeniería Sismorresistente.

En el **Primer Capítulo**, se considera los tipos de puentes con los diferentes tipos de cimentaciones que tiene cada uno.

En el **Segundo Capítulo**, se analiza el método analítico que tiene el Reglamento AASHTO-96, para el Diseño Sísmico de Puentes y la incidencia de la carga a las cimentaciones.

En el **Capítulo Tercero**, se dan las consideraciones para calcular la capacidad de soporte de las cimentaciones como estribos, pilares y otros, pero teniendo en cuenta la fuerza horizontal, ya sea por sismo, empuje de tierras y otros que se consideran en puentes; así también, se incluyen las diferentes consideraciones que se tiene para el diseño de cimentaciones no tradicionales, como los estribos tipo contrafuerte, aligerados, tipo celda, pilares, cámaras de anclaje.

En el **Capítulo Cuarto**, se analiza la capacidad de soporte del suelo para cimentaciones profundas, como pilotes y caissons, actuando en suelos cohesivos y no cohesivos y se trata las consideraciones para diseñar pilotes y caissons ante cargas horizontales como sismo.

En el **Capítulo Cinco**, se incluyen los ejemplos de aplicación para los diferentes casos de cimentaciones, capacidad de soporte y cimentaciones profundas.

Finalmente, se incluyen las conclusiones del presente trabajo, esperando que sea de mucha utilidad, principalmente para todos los profesionales y estudiantes.

## OBJETIVO

Es plantear en este trabajo las consideraciones estructurales que se debe tomar en cuenta en el diseño estructural de las cimentaciones profundas, de los puentes, con las nuevas herramientas que designe el Ingeniero Estructural, finalmente con las nuevas herramientas de la innovación tecnológica actual y que no se contaba antiguamente, incidiendo principalmente en que las estructuras deberán diseñarse para resistir los movimientos sísmicos, considerando la relación entre el lugar de ubicación y las fallas activas, la respuesta sísmica de los suelos de fundación y las características de respuesta de la estructura.

Los puentes y sus componentes deben diseñarse para resistir las fuerzas sísmicas de tal manera que puedan sufrir daños, pero tengan una baja probabilidad de colapsar completamente durante los movimientos del terreno inducidos por los sismos, así también las cimentaciones deben estar preparadas para soportar las grandes avenidas de los ríos y la socavación producida por las máximas descargas, por otro lado la pérdida de capacidad portante del suelo por efecto del sismo, debe ser analizado en todo tipo de cimentaciones.

Las cimentaciones profundas de puentes, principalmente están sujetas a fuerzas horizontales, ya sea por sismo u otras fuerzas como frenado, empuje de tierras y este trabajo incide en las consideraciones que se debe tener para diseñar estas estructuras, como son pilotes y caissons, actuando en diferente tipo de suelo, cohesivo y no cohesivo.



Puente Franco - Perú, socavación y falla de pilares y estribo derecho



Puente Franco - Perú, después de máximas avenidas, sólo 2 tramos quedaron en servicio



Puente donde ha fallado la cimentación por sismo, provocando el colapso de la superestructura

## **1.0. DEFINICIONES**

### **1.01. Conceptos Generales**

En el presente capítulo se especifican ciertos conceptos, los requerimientos mínimos para las cargas y otras acciones, sus límites de aplicación y los factores a considerar en las diferentes combinaciones a utilizar en el diseño de los puentes.

#### **Puente**

Es una obra que permite franquear o cruza un obstáculo natural o una vía de circulación terrestre, fluvial o marítima.

#### **Ancho de calzada**

Es el ancho total, medido en dirección perpendicular al eje de la calzada, entre las caras internas de las veredas.

#### **Cargas Permanentes**

Acciones o cargas que se supone que actúan en forma constante una vez completada la construcción. Ver Cuadro 1.1.

#### **LRFD (Load Factor and Resistance Design)**

Procedimiento de diseño basado en cargas mayoradas y resistencias minoradas mediante factores calibrados para obtener márgenes de seguridad adecuados, en base a consideraciones sobre la probabilidad de falla.

#### **Subestructura**

Partes de la estructura del puente que soportan los tramos horizontales.

## Superestructura

Partes de la estructura del puente que configuran los tramos horizontales.

## WSD (Working Stress Design)

Procedimiento de diseño basados en los esfuerzos en estado de servicio.

## Cargas muertas

Incluirán los pesos de todos los componentes de la estructura resistente propiamente dicha, elementos agregados propiamente dicha, elementos agregados a ella como conductos de servicios públicos y otros accesorios, cobertura de tierra cuando corresponda, superficie de rodamiento, recapados futuros y ensanches previstos. Si no se realiza un análisis detallado de los pesos unitarios, se podrán utilizar los del Cuadro 1.1, par el cálculo de las cargas permanentes muertas o permanentes.

**Cuadro 1.1**  
**Pesos Unitarios**

<b>MATERIAL</b>	<b>PESO UNITARIO (t/m<sup>3</sup>)</b>
Aleaciones de Aluminio	2.800
Carpetas de Rodamiento Asfálticas	2.200
Fundición de Hierro	7.200
Arena, Limo o Arcilla (compactados)	1.920
Concreto Ligero	1.800
Concreto Normal	2.400
Arena, Limo o Grava (suelos)	1.600
Grava Compactada, Macadam o Balasto	2.200
Acero	7.850
Mampostería de Piedra	2.700
Maderas Duras	0.960
Maderas Blandas	0.800
Barreras de Defensa (por lado):	0.300 t/metro lineal

## Cargas vivas o sobrecargas

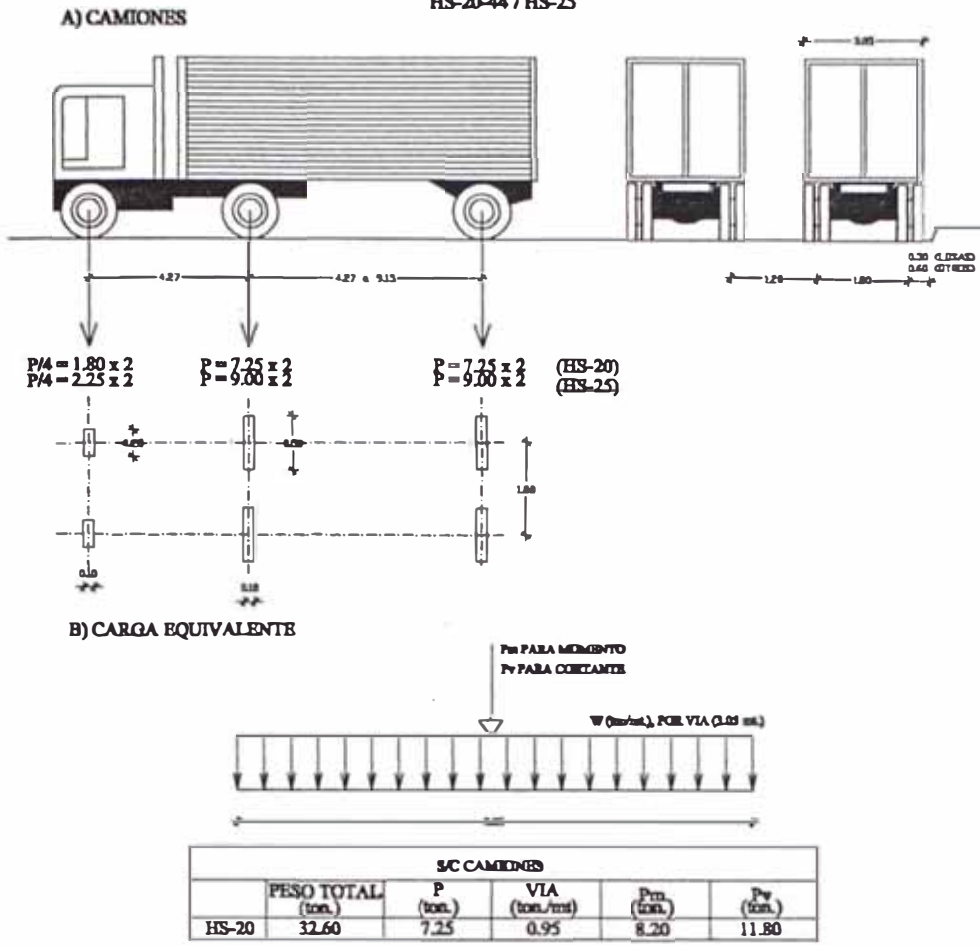
La carga viva proviene del peso de las cargas móviles aplicadas sobre el puente, tales como: vehículos y peatones. Ver Figura 1.1, 1.2 y 1.3.

## Carriles de tráfico

Las cargas se ubicarán en carriles de diseño preferiblemente de 3.60 m. de ancho, espaciadas a través del ancho de la calzada medido entre cordones. Las fracciones de carriles. menores de 3.05 m.. no serán consideradas.



**CARGA MOVIL DE DISEÑO DE PUENTES PARA CARRETERAS**  
**ESPECIFICACIONES AASHTO-96/ART. 3.7.2**  
**HS-20-44 / HS-25**



**FIGURA 1.1**

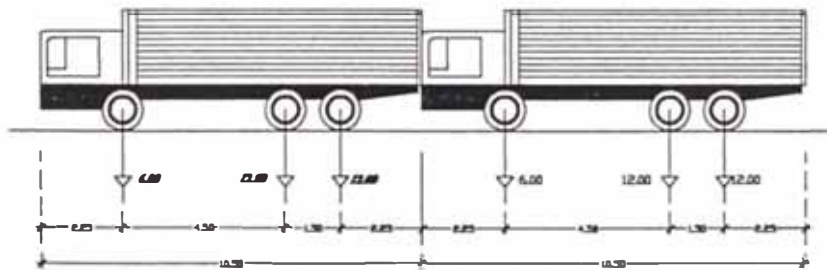
**SOBRE CARGA TIPO C-30 (FRANCES)**

**SISTEMA A** (t/c en K/m<sup>2</sup>)

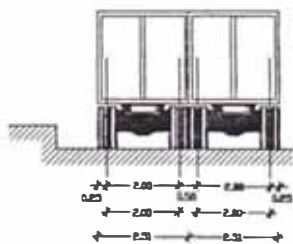
$$A (L) = 230 + \frac{36,000}{L+12} < 400 - 0.1$$

**SISTEMA B**

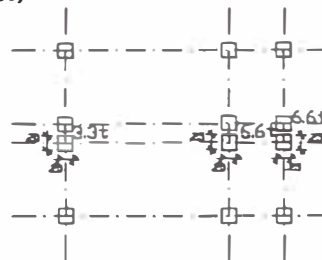
L = LONGITUD DEL TRAMO CARGADO.



**ESQUEMA LONGITUDINAL**  
(1 CONVOY)



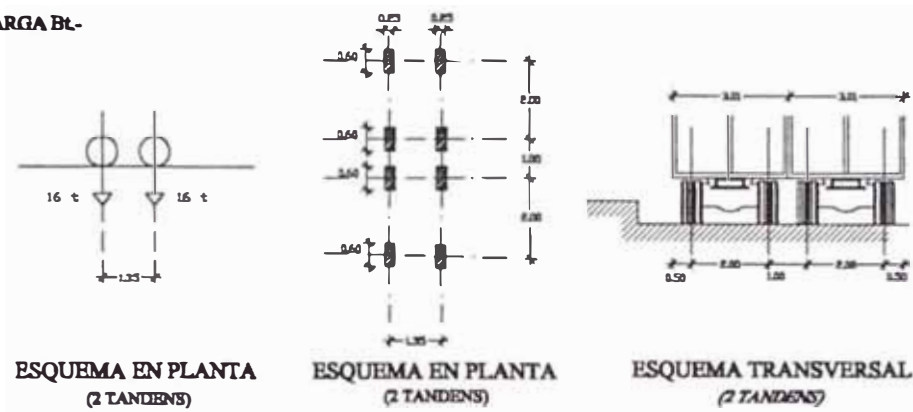
**ESQUEMA TRANSVERSAL**  
(2 CONVOYES)



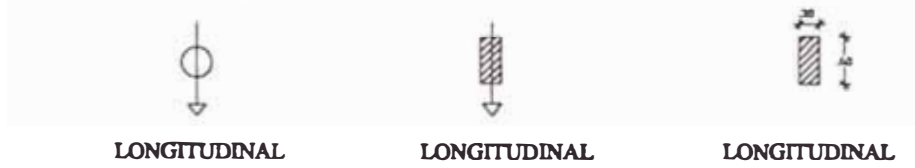
**ESQUEMA EN PLANTA**  
(2 MEDIOS CONVOYES)

**FIGURA 1.2**

2. CARGA Bt-



3. CARGA Bt-



NOTA : LOS SISTEMAS A y B SERAN CORREGIDOS POR COEFICIENTES, QUE DEPENDEN DE LA SECCION TRANSVERSAL E IMPORTANCIA DE LA CARRETERA.

FIGURA 1.3

Para el diseño de todos los elementos de puentes contemplados expresamente, serán de aplicación las Standard Specifications for Highway Bridges, 16° Edición, 1996 de la AASHTO. Alternativamente, podrán utilizarse las AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, publicadas por la AASHTO en 1994 y que incorporan la filosofía de diseño basada en el Método de los Factores de Carga y Resistencia (LRFD).

## 1.02. Tipos de Puentes

Hay diferentes tipos de puentes y se pueden clasificar por las siguientes características:

- |   |  |
|---|--|
| <p>a) Por el material de la superestructura</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>De concreto armado</li> <li>De concreto preesforzado</li> <li>De acero</li> <li>De sección compuesta</li> </ul> <p>b) Por la forma de la superestructura</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Losa maciza</li> <li>Losa aligerada</li> <li>Vigas T</li> <li>Vigas I</li> <li>Vigas cajón</li> <li>En arco</li> <li>Colgante</li> <li>Atirantado</li> <li>Reticulado</li> <li>Pórticos</li> </ul> <p>c) Por su trazo geométrico</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Recto</li> <li>- Esviado</li> <li>- Curvo</li> </ul> | <p>d) Según el tipo de vida útil</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Provisionales</li> <li>Definitivos</li> </ul> <p>e) Según el tipo de apoyo</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Isostático</li> <li>. Simplemente apoyado</li> <li>. Cantiliver o Gerber</li> <li>- Hiperestático</li> <li>. Continuo</li> <li>. Pórtico o Marco</li> </ul> <p>f) Por el proceso constructivo</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Vaciado en sitio</li> <li>Prefabricados</li> <li>Compuestos</li> <li>Por dovelas</li> <li>Por voladizos sucesivos</li> </ul> <p>g) Por el tipo de Cimentaciones</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Con caissons</li> <li>Con pilotaje</li> <li>Con cámaras de anclaje</li> <li>Con cimentación aligerada</li> </ul> |
|---|--|

En la presente tesis se incluirá una orientación para seleccionar el tipo de puente a diseñar en determinando lugar, mencionando la influencia que tienen muchas de las infinitas variables que intervienen en el diseño sobre el producto final. Posteriormente, se establecerán criterios de diseño para diferentes elementos de los puentes que pueden considerarse de uso más difundido por su amplio rango de aplicación. Ver Cuadro 1.2 y Figura 1.4.



## **Objetivos del diseño**

Los objetivos a perseguir en el diseño de un puente pueden clasificarse de la siguiente manera:

### Calidad

La calidad de una obra civil en general, y de un puente en particular, se manifiesta en la eficiencia para cumplir su función, la seguridad o confiabilidad con que cumple la misma, la durabilidad y la estética.

### Costo

Hay que considerar que el costo de una obra civil se compone tanto por el costo inicial de construcción como los costos de mantenimiento y también los costos de una eventual emergencia.

### Selección del tipo de puente

La elección del tipo de puente a proyectar para un determinado lugar, es un proceso en el que intervienen demasiadas variables como para poder establecer un procedimiento típico. Sin embargo, el aspecto **económico** suele ser uno de los más importantes y en este terreno es conveniente aprovechar la experiencia de los países desarrollados.

### La estructura longitudinal

En lo que respecta a la estructura longitudinal, es posible representar gráficamente los rangos de aplicación de los diferentes tipos de puente en función de la longitud del vano mayor. El Cuadro 1.3, ilustra esta relación, que debe interpretarse como aproximada ya que los límites de aplicación de cada tipo estructura no son precisos y se modifican con el paso del tiempo y la incorporación de nuevas tecnologías.

## **1.03. Tipos de Superestructuras**

El tipo de sección transversal a adoptar en cada caso, también es función de una gran cantidad de variables y muchas veces es necesario realizar croquis de diferentes alternativas, llevándolos hasta un nivel de diseño suficiente para poder determinar sus costos y, de esta forma, adoptar la más conveniente. (Ver Figura 1.14).

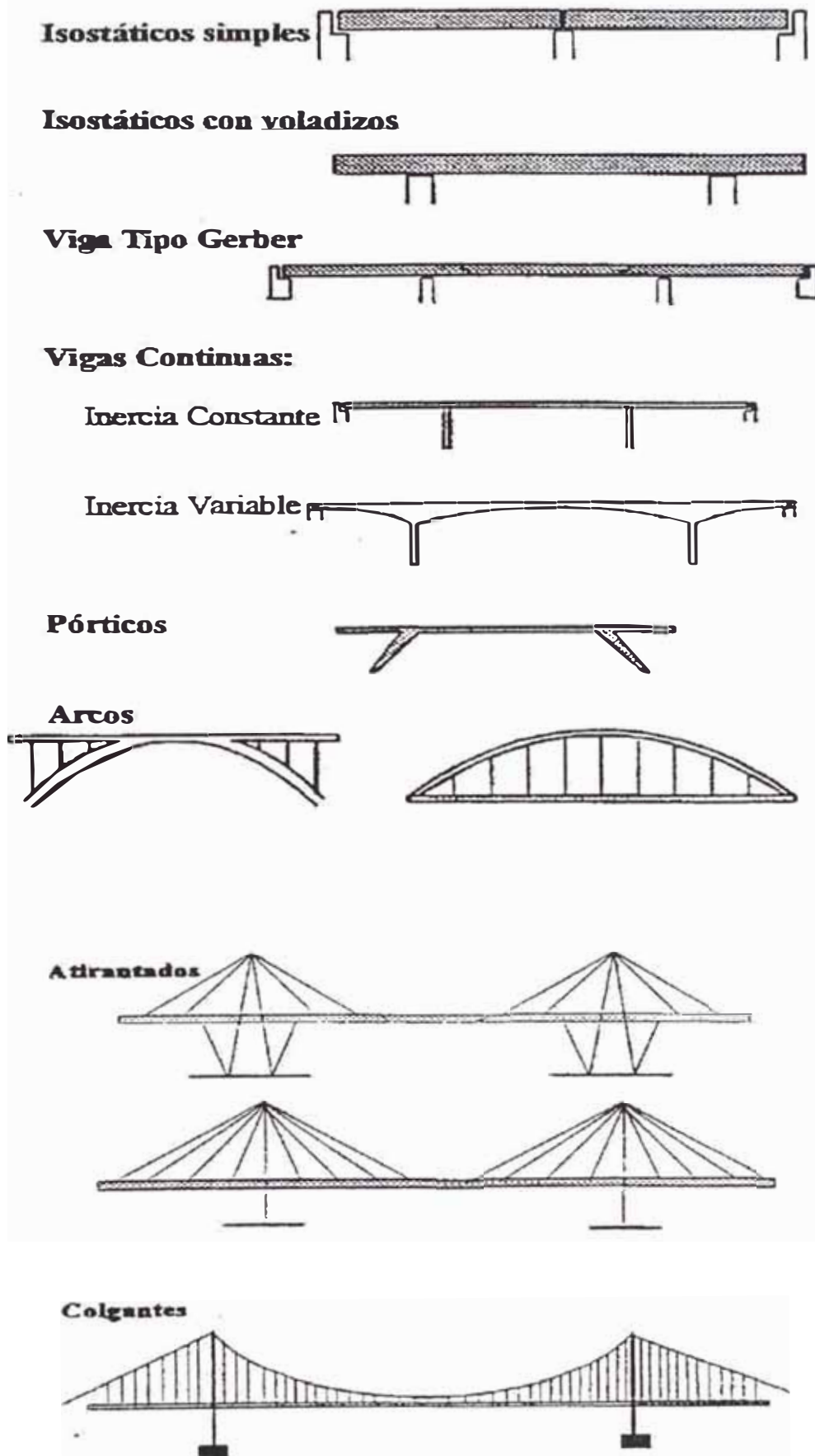
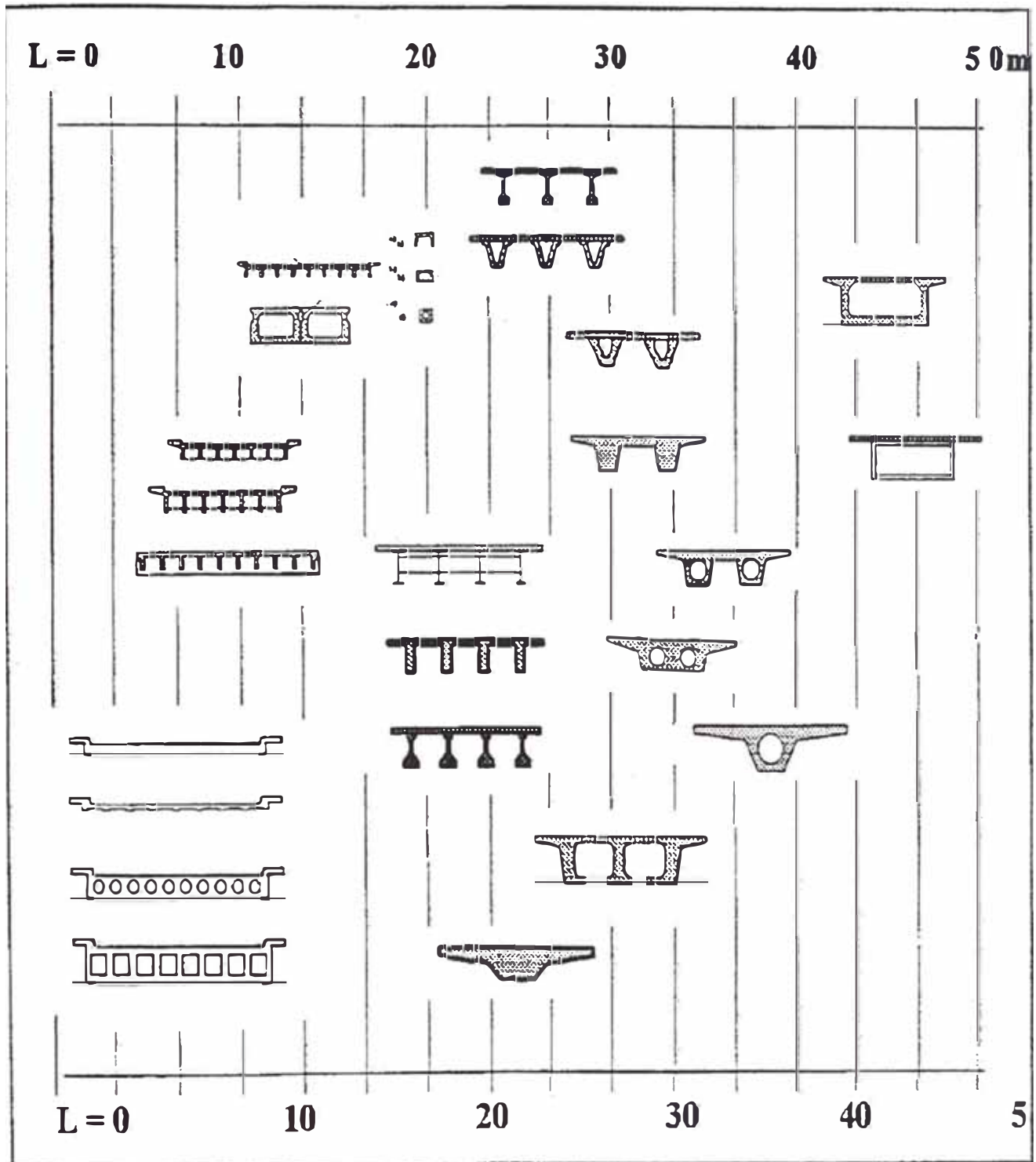


Figura 1.4

Cuadro 1.3

## Tipos de Superestructura según la luz de tramo



### 1.03.1 Losas macizas

(Fig. 1.5, a): son de aplicación en puentes de luces pequeñas (6.00 a 20.00 m.), por cuestiones económicas y se ejecutan con espesores comprendidos entre 0.20 m. a 1.00 m. Pueden ejecutarse en concreto reforzado o preesforzado, aunque este último caso es poco usual.

### 1.03.2 Losas nervadas

(1.5. b): se llega a estas soluciones cuando aumentan un poco las longitudes y se desea aligerar la superestructura. Su aplicación más común es en puentes de poca longitud y mucho ancho.

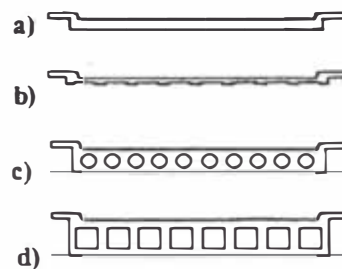


Figura 1.5

### 1.03.3 Losas aligeradas

(Fig. 1.5.c y d): al incrementarse las longitudes y por lo tanto los peraltes, conviene prever agujeros longitudinales a fin de alivianar la estructura. Cuando los peraltes no son grandes (el tipo c, se utiliza para peraltes de 0.40 m. a 0.80 m y el tipo d para valores de 0.80 m. a 1.20 m.), el aligerado se realiza con elementos perdidos de espuma de poliuretano expandido, quedando orificios de sección rectangular o cuadrada; otra alternativa es ejecutar orificios de sección circular (Fig. 1.5.c y 1.6.c), dejando ductos de fleje de acero (similares a los ductos para cables de pretensado) en la masa de concreto. Para peraltes mayores, pueden ejecutarse cajones de madera, como encofrado perdido, para configurar los huecos que dan el aligeramiento (Fig. 1.5.d). Se suelen utilizar, también en este caso, vigas prefabricadas de sección cajón adosadas (Fig. 1.6.a, b y c), de concreto reforzado o preesforzado, cuyos extremos siempre están macizados.

Para concreto reforzado se suelen usar esbelteces (relación peralte/luz) del orden de 1/12 mientras que para concreto preesforzado se llega a 1/18 o más.



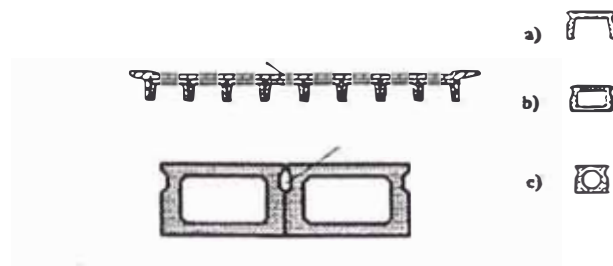


Figura 1. 6

#### 1.03.4 Vigas T múltiples

Son los tableros más utilizados para luces variables entre 10.00 y 25.00 m. de concreto reforzado. Son vaciados en el sitio y en lo posible se trata de acomodar las barras de acero en el ancho de la viga para no complicar los encofrados. Llevan vigas transversales en ambos extremos y una en el centro o más. Se ha demostrado que una viga transversal en el centro es más eficiente que dos ubicadas en los tercios de la luz, para repartir cargas entre las vigas. En cuanto a su aspecto estético, estos puentes suelen tener una esbeltez reducida ( $1/10$  a  $1/14$ ), dando un aspecto demasiado masivo a la obra. (Figura 1.7)

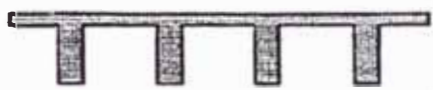


Figura 1.7

#### 1.03.5 Vigas preesforzadas

(Secciones T o V, Figuras 1.8 y 1.9) utilizadas en puentes con luces variables entre 20.00 y 50.00 m. y esbelteces de  $1/16$  a  $1/19$  significan, en general, una solución económica.



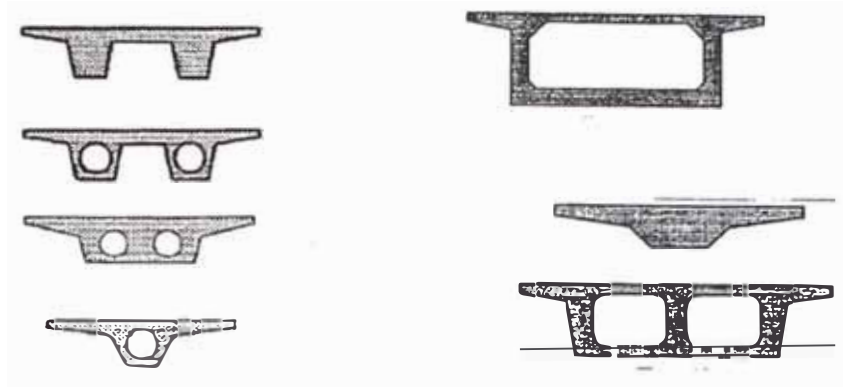
Figura 1.8



Figura 1.9

### 1.03.6 Vigas vacías “in situ” de concreto preesforzado

Estas secciones tipo aligerados o cajón son muy utilizadas para viaductos urbanos por presentar múltiples ventajas, como ser: al no estar sobre ríos es posible hacer los encofrados sencillamente, se adaptan en formas complicadas como curvas horizontales y verticales, es sencillo ejecutar estructuras continuas, pueden ser de ancho variable, su esbeltez, que en el caso de vigas continuas varía de  $1/24$  a  $1/30$ , (Figuras 1.10 y 1.11).



**Figura 1.10**

**Figura 1.11**

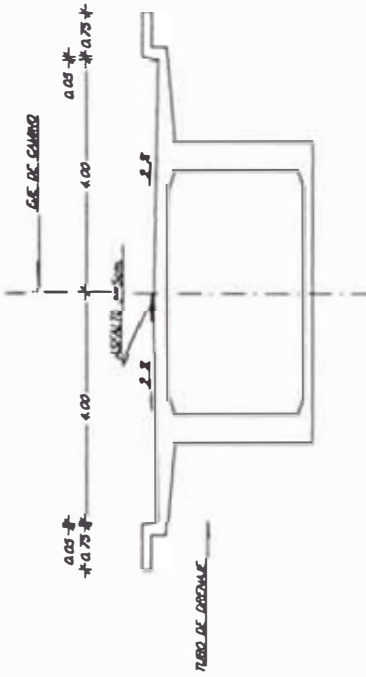
Las secciones cajón (Figura 1.12), también se utilizan frecuentemente en viaductos urbanos con luces variables entre 20.00 y 60.00 m. con peralte constante. En vigas continuas o Gerger con peralte variable (incluso con dovelas prefabricadas) se han hecho puentes con luces principales de hasta 250.00 m.

### 1.03.7 Tableros mixtos

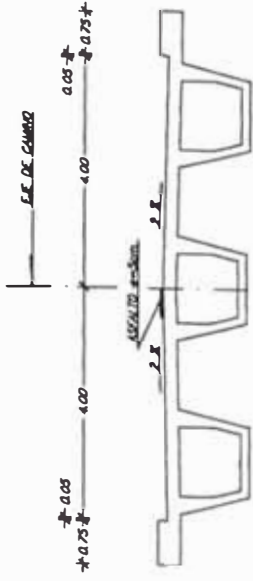
En zonas excesivamente frías o calurosas, donde no es frecuente contar con buenas condiciones para el vaciado del concreto, o cuando no se disponen equipos pesados para montar vigas muy pesadas, o en países donde construir en acero es ventajoso frente a la construcción en concreto, se recurre a ejecutar las vigas de acero (en general de planchas soldadas) y la losa vaciada “in situ” sobre la cabeza de las vigas (Figura 1.11.).

También se utilizan, en vigas continuas de inercia constante o variable, las vigas mixtas tipo cajón (Figura 1.12). Otra aplicación simultánea de acero y concreto,

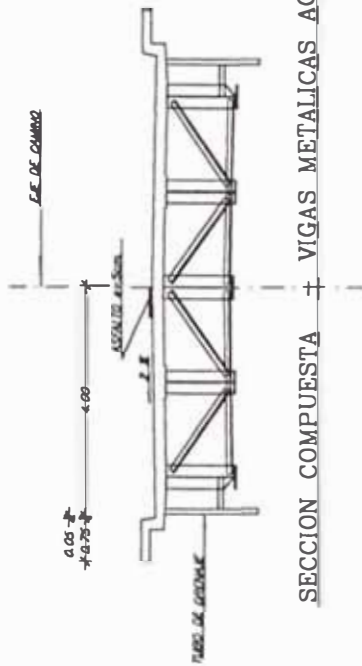
SECCIONES TRANSVERSALES TIPICAS  
PARA 2 VIAS TRAFICO



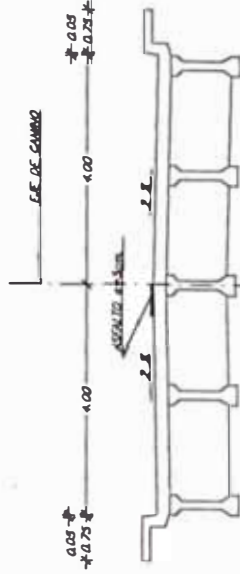
VIGA CAJON DE CONCRETO POSTENSADO



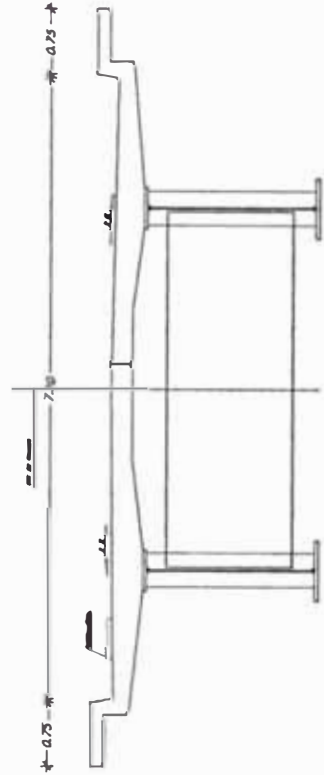
VIGAS CAJON PRETENSADAS



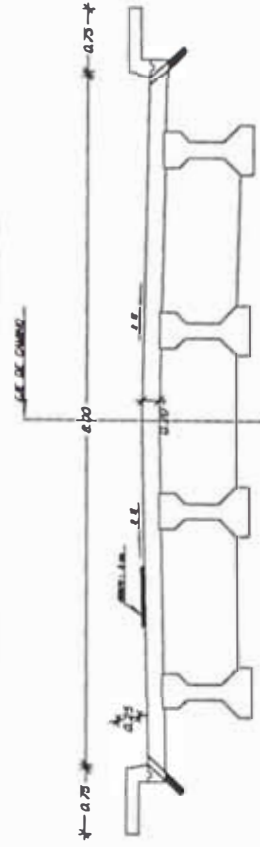
SECCION COMPUESTA + VIGAS METALICAS ACERO



PUENTE 5 VIGAS I PRETENSADAS



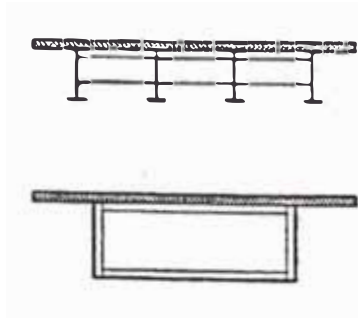
SECCION COMPUESTA - VIGAS METALICAS ACERO



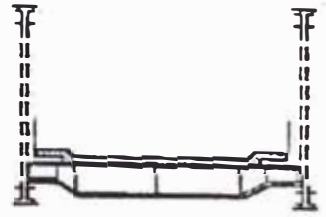
PUENTE 4 VIGAS I PRETENSADAS

FIGURA 1.14

lo constituyen los puentes cuya estructura principal es reticulada de acero y llevan losa de concreto reforzado (Figura 1.13).



**Figura 1.12**



**Figura 1.13**

### 1.03.8 Tableros ortotrópicos de acero

Son ejecutados con elementos de acero soldados configurando emparrillados, sobre los cuales se ejecuta una carpeta de rodadura. Se usan en puentes colgantes y atirantados, por su reducido peso y gran resistencia.

El Cuadro 1.3, muestra los rangos de luces entre apoyos principales de un tramo, con el tipo de superestructura de tablero que suele ser más económico adoptar. Los límites no son precisos y se modifican con el paso del tiempo y la incorporación de nuevas tecnologías constructivas.

## 1.04. Tipos de Infraestructuras

Esta formada por elementos estructurales que soportan la superestructura y que transmiten las cargas a la cimentación. Dependiendo de su ubicación, se denominan estribos y pilares (Ver Figura 1.15).

### 1.04.1 Estribo

Los apoyos extremos se denominan estribos, el cual recibe la reacción de un tramo de puente y soporta a su vez el empuje de tierras.

Con respecto a los materiales con que son ejecutados los estribos pueden ser de concreto ciclópeo, concreto armado y pilotes o cilindros rellenos.

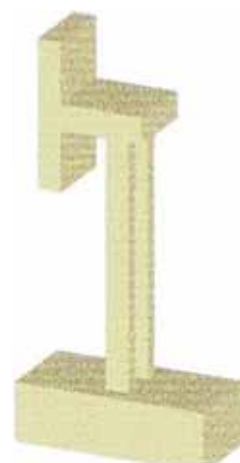
### ESTRIBOS Y PILARES TIPICOS



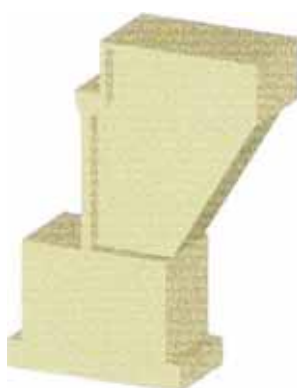
**ESTRIBO DE GRAVEDAD**



**ESTRIBO ARMADO**



**ESTRIBO APORTICADO**



**ESTRIBO TIPO**



**PILAR TIPO "T"**

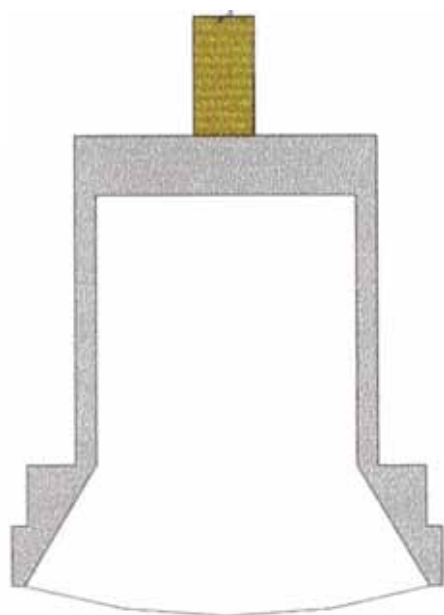


**PILAR TARJETA**

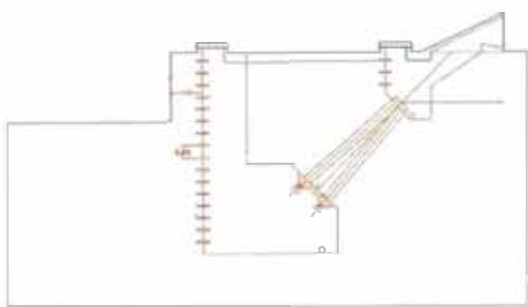


**PILAR DE COLUMNAS**

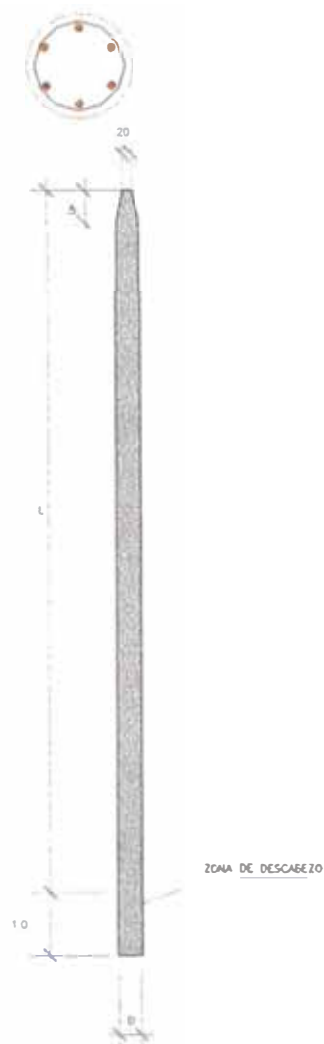
**Figura 1.15-A**



CAISSON



CAMARA DE ANCLAJE



PILOTES PREFABRICADOS

Figura 1.15 B

### Tipos de Estribos

- Estribos con alas inclinadas o estribos en V

En este tipo de estribos, las alas que contienen el relleno forman un ángulo menor de 90°. Dependiendo en cada caso de la topografía del terreno, generalmente el ángulo formado es 45°.

- Estribos con alas perpendiculares o estribos en U

En este tipo de estribos las alas son de altura constante y son perpendiculares al eje del cuerpo del estribo, y actúa como un cantiliver empotrado.

- Estribos cajón tipo celda

Es utilizado cuando la altura total del estribo sea grande, evita el trabajo en cantiliver del estribo haciéndolo trabajar como losa armada horizontalmente.

- Estribos pilares o aporticado

Cuando el estribo está colocado a orillas de una vía de comunicación o de un río, requieren de una altura mayor, puede ser más económico prolongar el puente, dejando convertido al estribo en pilar y colocar un estribo para recibir el tramo adicional, ya que éste no necesita alas, pudiendo el relleno rodear al estribo.

#### **1.04.2 Pilares**

Los apoyos intermedios de un puente se denominan pilares ya que recibe la reacción de dos tramos adyacentes.

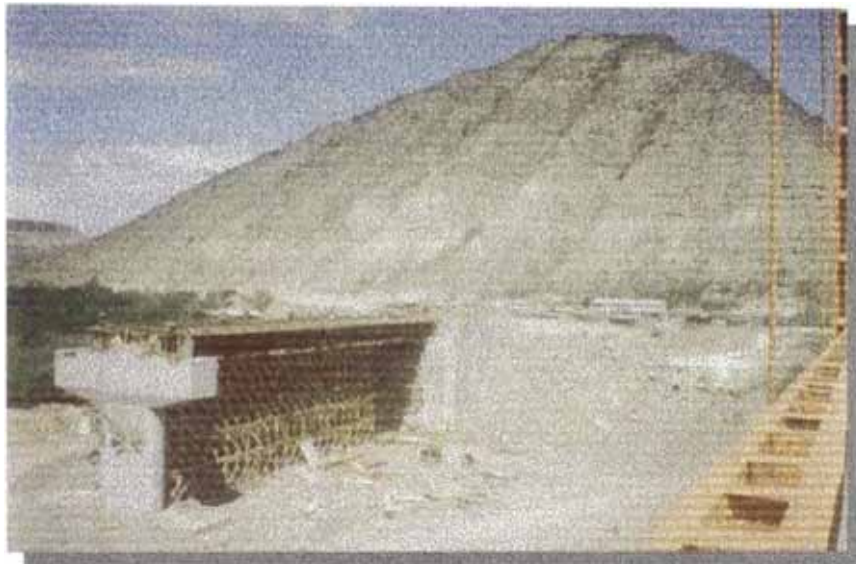
El costo de un pilar no varía con el tamaño del puente que se apoya sobre él, sino de las condiciones de cimentación que son la altura de aguas mínimas y máximas y calidad del terreno.

Una vez indicado el número de pilares, viene su ubicación, teniendo en cuenta las siguientes condiciones:

- . Mínimo costo combinado de subestructura y superestructura.
- . Obtener una cimentación segura, dando origen a que los tramos sean simétrico.
- . Causar el menor desarreglo en la corriente del río.



Puente tipo Gerber en voladizo de tres tramos, caissons circulares Puente Cayumba-Perú



Puente 24 de Julio



Cámara de anclaje. Puente colgante en Madre de Dios - Perú



## Tipos de Pilares

### Pilar Tarjeta

Es el pilar que esta formado por sólo un muro como elevación.

### - Pilar Columna

Es el pilar que forma columnas y unidas en su parte superior por una solera o cimentación, la elevación puede ser de dimensión variable.

### Pilar en T

Esta formado por un cabezal y columna como elevación, empotrado en una cimentación.

### Pilar Cabezal

Esta formado por varios pilotes y con una solera, éstos pilotes pueden ser de concreto, perfiles de acero y madera.

### Pilar Celosía

Los estribos o pilares por su profundidad donde se requiere cimentar puede requerir de componerse en 2 partes una elevación y una cimentación, la cimentación por su forma puede ser con pilotes o caissons, constituyendo lo que se define con una cimentación profunda. Las elevaciones cuando son muy altas, pueden ser huecas.

## **1.05. Cargas en Puentes**

### **1.05.1 Sobrecargas de diseño**

La sobrecarga de los vehículos sobre cada carril de las calzadas de los puentes, a los efectos del diseño, consistirá en: **un camión standard o una carga equivalente**, adoptando la que dé cómo resultado mayores esfuerzos en la estructura.

El camión standard de diseño se ilustra en las Figuras 1.1, 1.2 y 1.3, para la carga americana y Francesa.

La carga equivalente consiste en una carga uniforme por unidad de longitud combinada con una carga concentrada (o dos cargas concentradas en el caso de

tramos continuos), ubicadas en el lugar necesario para producir las mayores solicitaciones. Estas cargas, tanto la distribuida como la concentrada, se considerarán uniformemente distribuidas sobre un ancho de 3.05 m. (un carril), en la dirección perpendicular al eje del carril para el caso de la carga americana.

a) Reducción por simultaneidad de sobrecarga

Cuando se utilicen más de dos carriles cargados, ya sea con la carga de faja o con el camión, podrá aplicarse un factor de reducción, al peso de los camiones de diseño, que tiene en cuenta la probabilidad de presencia simultánea de la sobrecarga en todas las fajas. Este factor  $m$ , se obtiene del Cuadro 1.4.

**Cuadro 1.4.**

<b>FACTOR DE REDUCCION DE SOBRECARGAS POR NUMERO DE CARRILES</b>	
<b>NUMERO DE FAJAS</b>	<b>FACTOR "m"</b>
1	1.00
2	1.00
3	0.90
>3	0.75

### 1.05.2 Impacto

Las sobrecargas vivas serán incrementadas para todos aquellos elementos de la estructura incluidos en el Grupo A, que se define a continuación, para considerar efectos dinámicos, vibratorios y de impacto producidos por los vehículos. El impacto no se considerará en los elementos estructurales del Grupo B.

Grupo A: Se incluye el impacto.

Superestructura, incluyendo los pies de pórticos.

Pilares (con o sin aparatos de apoyo independientemente del tipo), excluyendo las bases de fundación y los sectores ubicados por debajo de la línea del terreno natural.

Porciones de subestructura de concreto ubicadas por debajo de la línea del terreno natural o tablestacas que soporten la superestructura

Grupo B: No se incluye impacto.

- Estribos, muros de ala o de sostenimiento, pilas (excepto lo especificado para el Grupo A)

Esfuerzos en el suelo de fundación y zapatas.

Estructuras de madera.

Sobrecargas de aceras.

Estructuras menores (alcantarillas) y estructuras que tengan un recubrimiento mayor de 1.00 m.

El coeficiente de incremento de cargas (coeficiente de impacto), se expresa como una fracción de la sobrecarga y se determinará con la expresión:

$$I = \frac{15.24}{L + 38} \leq 30\%$$

En la que:

**I** : es la fracción correspondiente al impacto.

**L** : longitud de estructura cargada para producir los esfuerzos máximos en el elemento (m).

A fin de aplicar correctamente esta expresión, **L** se adoptará de acuerdo al siguiente criterio:

- a) Para losas de tableros: la luz del cálculo.
- b) Para vigas transversales: la longitud del elemento entre centros de apoyos.
- c) Para el cálculo de momentos debidos al camión standard: en tramos simplemente apoyados, la luz del tramo; en voladizos, la longitud desde la sección de cálculo hasta el eje más lejano el camión.

### 1.05.3 Fuerzas longitudinales (frenado)

Se considerará una fuerza longitudinal de un 5% de la sobrecarga viva en todos los carriles, suponiendo que todo el tráfico tiene la misma dirección. Se utilizará, para el cálculo, la carga equivalente correspondiente a momentos, sin impacto y con la reducción que corresponda por cantidad de carriles cargados. Se asumirá que esta carga se aplica a una altura de 1.80 m. sobre la calzada y puede tener ambos sentidos.

#### 1.05.4 Fuerzas Centrifugas

En puentes curvos, se considerará una fuerza horizontal radial igual al siguiente porcentaje de la sobrecarga viva correspondiente a un camión standard por cada carril, sin impacto:

$$C = \frac{0.79 S^2}{R}$$

En la que:

**C** : Fuerza centrífuga en porcentaje de la sobrecarga viva, sin impacto.

**S** : Velocidad de diseño en kilómetros por hora (Km/h).

**R** : Radio de la curva en metros (m).

Se asumirá que esta carga se aplica a una altura de 1.80 m. sobre la calzada, medida a lo largo del eje de la calzada.

#### 1.05.5 Sobrecargas en aceras

Las losas de aceras y su estructura de soporte directa, serán diseñadas para una sobrecarga viva de 0.400 t/m<sup>2</sup>. Las vigas longitudinales, reticulados, arcos y otros elementos de la estructura general del puente, serán dimensionadas para las siguientes sobrecargas de acera:

Luces de 0 a 8. m..... 0.400 t/m<sup>2</sup>

Luces de 8.10 m. a 30.00 m..... 0.300 t/m<sup>2</sup>

Luces mayores de 30.00 m., de acuerdo a la expresión:

$$P = \left( 145 + \frac{4500}{L} \right) \left( \frac{17 - W}{15} \right) \leq 300 \text{ k/m}^2$$

**P** : Kg / m<sup>2</sup>

**L** : Longitud cargada de acera, en metros.

**W** : Ancho de la venda.

Los puentes peatonales o para ciclistas, se diseñarán para una sobrecarga viva de 0.40 t/m<sup>2</sup>.

### 1.05.6 Cargas de viento

La acción del viento se considerará mediante una carga uniformemente distribuida aplicada sobre toda el área expuesta de la estructura. Esta área expuesta será la suma de las superficies de todos los elementos de la estructura, incluyendo tablero y barandas, tal como se ven en una elevación a 90 grados según el eje del puente. Las fuerzas consideradas en este artículo, se han calculado en base a una velocidad de viento de 160 km/h; si se conociese con mayor aproximación el valor de esta velocidad para un proyecto específico, las cargas pueden modificarse con la relación del cuadrado de las velocidades.

Diseño de la superestructura: Para el cálculo de la superestructura, tal como se verá al describir las combinaciones de cargas, se consideran dos estados básicos: la acción del viento sobre el puente vacío y la acción de viento sobre el puente cargado, con un valor menor pero aplicando también las cargas sobre la superficie expuesta asignada a la sobrecarga.

Para los estados de puente vacío, se aplicará a la superestructura, en forma horizontal y en forma perpendicular al eje del puente, una fuerza uniforme de:

Para armaduras y arcos ..... 370 k/m<sup>2</sup>

Para vigas ..... 250 k/m<sup>2</sup>

La fuerza total aplicada, calculada con estos valores, deberán alcanzar los siguientes valores mínimos:

para puentes armaduras:

≥ 0.450 t/ml en el plano expuesto a la acción del viento (Barlovento)

≤ 0.225 t/ml en el plano opuesto a la acción del viento (Sotavento)

y para puentes de vigas: > 0.450 t/ml

Diseño de la subestructura: Se considerarán por un lado las cargas proveniente de la superestructura y por otro, la acción del viento directamente sobre la subestructura.

A fin de considerar que la acción del viento puede ser de dirección variable, se adoptarán los siguientes valores (luzes máximo 40.00 m).:

- Fuerzas provenientes de la superestructura:

**W** : carga de viento sobre la estructura,  
dirección transversal: 0.250 t por m<sup>2</sup>  
dirección longitudinal: 0.060 t por m<sup>2</sup>  
Ambas fuerzas se aplicarán simultáneamente.

**WL**: carga de viento sobre la carga viva  
dirección transversal: 0.150 t por ml  
dirección longitudinal: 0.060 t por ml  
Ambas fuerzas se aplicarán simultáneamente.

- Fuerzas directamente sobre la subestructura:

Se supondrá que actúa una fuerza de 0.200 t/m<sup>2</sup> (correspondiente a una velocidad de viento de 160 Km/h). A fin de considerar la oblicuidad de acción de esta fuerza, se calcularán dos componentes. La componente perpendicular a la vista frontal de la subestructura, se obtendrá con la superficie expuesta, tal como se ve en una elevación frontal.

La componente perpendicular a la vista lateral de la subestructura, actuará sobre las superficies expuestas de la subestructura y se aplicará simultáneamente con las fuerzas provenientes de la superestructura.

Para las combinaciones de cargas a utilizar en el diseño, ambas fuerzas se considerarán con los adecuados factores de carga que se describen más adelante.

### **1.05.7 Temperatura**

Se adoptarán todos los recaudos necesarios para absorber los esfuerzos o desplazamientos resultantes de las variaciones de temperatura. La elevación y caída de la temperatura, será recabada en el lugar de la obra y sus efectos, calculados a partir del valor medio de la temperatura existente durante el montaje.

El rango de temperaturas debe ser en general así:

Estructuras metálicas

Clima moderado, de 0° a 48°C

Clima frío, de -5° a 48°C

Estructuras de Concreto	Subida de temperatura	Caída de temperatura
Clima moderado	17°C	22°C
Clima frío	19°C	25°C

### 1.05.8 Levantamiento de apoyos

Se preverá un adecuado anclaje de las superestructuras a las subestructuras para asegurar que la fuerza de levantamiento calculada es absorbida por algún elemento capaz de tomar las siguientes fuerzas de tensión y haciendo participar al estribo o pilar:

- El 100 % de la fuerza de levantamiento calculada para cualquier combinación de cargas en el cual, la sobrecarga viva con impacto ha sido incrementada en un 100 %
- El 150 % de la fuerza de levantamiento calculada en estado de servicio.

Los pernos de anclaje sometidos a tensión u otros elementos, deben ser diseñados al 50% del esfuerzo permisible básico.

### 1.05.9 Fuerzas provenientes de corrientes de agua

El efecto del flujo de agua sobre las pilas, se calculará con la expresión:

$$P = 53 KV^2$$

En la que:

**P** : Es la presión en kgr por metro cuadrado (k/m<sup>2</sup>)

**V** : Velocidad del agua en metros por segundo (m/s)

**K** : Una constante, que depende de la forma de la pila y cuyos valores son:

0.7 para bordes semicirculares

1.4 para bordes cuadrados

1.4 para pilas con acumulación de malezas

0.5 bordes angulares y ángulo menor de 30°

### 1.05.10 Subpresión

Cuando una estructura o alguna de sus partes, pueda encontrarse sumergida, como en el caso de pilotes, cabezales, bases, etc., se considerará el empuje hacia arriba que se ejerce por desplazamiento de la masa de agua.

### 1.05.11 Empuje de suelos

Para elementos estructurales destinados a retener masas de suelos, se aplicará la teoría de Rankine; considerando como mínimo una presión equivalente a un fluido con un peso unitario de 0.48 t/m<sup>3</sup>.

Cuando se prevea que el tránsito vehicular pueda ubicarse a una distancia horizontal, de la estructura de retención, igual o menor que la mitad de su altura; se aumentará el empuje horizontal de suelos, para considerar la sobrecarga, incrementando la altura del relleno en 0.60 m.

Todos los muros de contención tendrán drenes para asegurar el drenaje y evitar la necesidad de dimensionarlos para soportar la presión del agua contenida en la masa de suelo.

## 1.06. Empuje de Tierras (Rankine)

Rankine (1857) consideró esencialmente la teoría de Coulomb, excepto que él asumió que no hay fricción en el muro o cohesión del suelo y dedujo fórmulas para suelos no cohesivos, por lo que en otros tipos de suelos los valores de empuje de tierras son aproximados.

Para el diseño de muros se deben tener ciertas consideraciones:

El muro puede desplazarse por giro o desplazamiento para poder desarrollar toda la resistencia al corte.

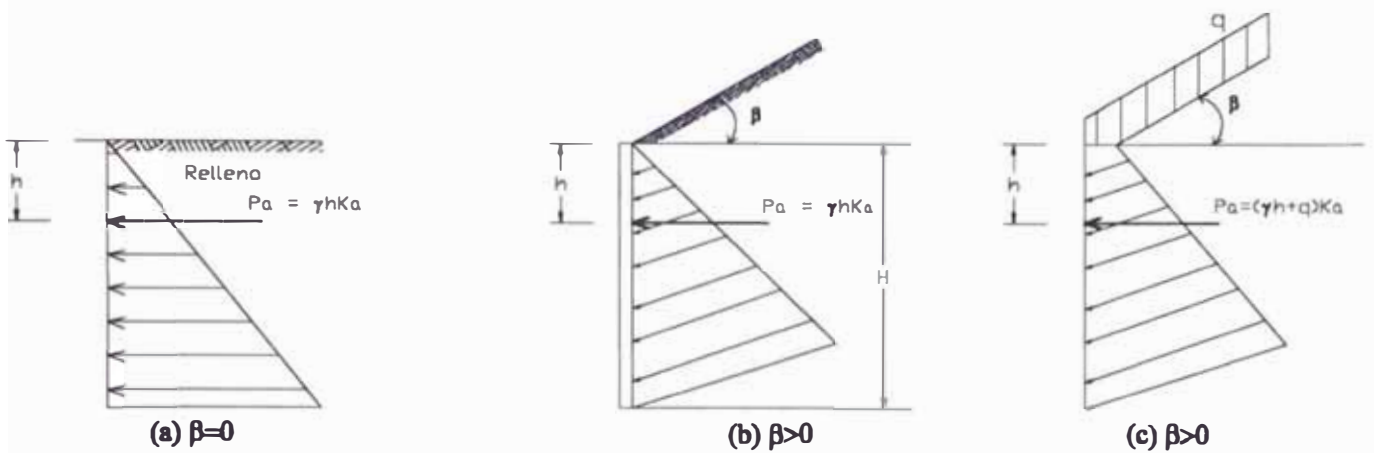
El tipo de material de relleno detrás del muro debe ser colocado con cuidado y ser estudiado sus características.

El relleno debe tener drenaje o en todo caso considerarse la presión del agua.



Ninguna estructura debe ser diseñada para una presión menor a la de un líquido de masa equivalente a 480 k/m<sup>3</sup>.

### 1.06.1 Diagramas de presión activa de tierras en suelos no cohesivos



Valor de  $K_a$  en empuje de tierras activo

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

$$\text{Si } \beta = 0 \quad K_a = \text{tg}^2(45 - \phi/2)$$

Valor de  $K_p$  en empuje de tierras pasivo

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

$$\text{Si } \beta = 0 \quad K_p = \text{tg}^2(45 + \phi/2)$$

$h'$  = altura de sobrecarga

$\phi$  = ángulo de fricción del suelo

$\beta$  = inclinación del relleno

$q$  = sobrecarga

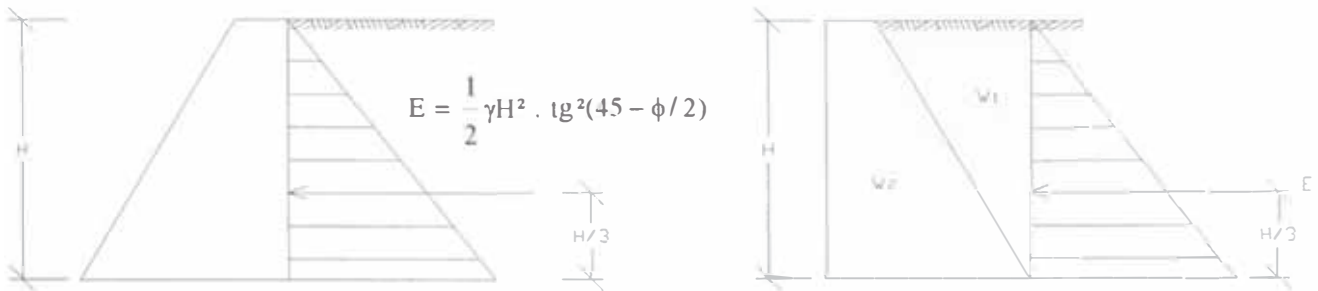
$H$  = altura del muro o proyección vertical sobre extremo del muro de relleno

$\gamma$  = peso volumétrico del terreno

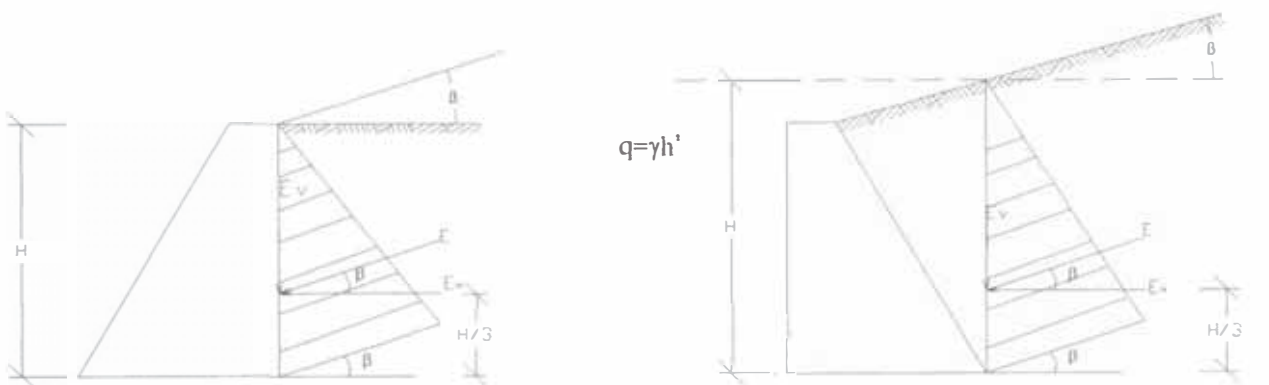
En el cálculo de presión para estribos, se utiliza una sobrecarga  $h' = 0.6$  de tierra, por el efecto de la carga vehicular, siempre y cuando físicamente se pueda ubicar el vehículo en una distancia de la mitad de la altura del estribo o muro.

### 1.06.2 Condiciones comunes de empujes activos

#### 1 Superficie horizontal del terreno

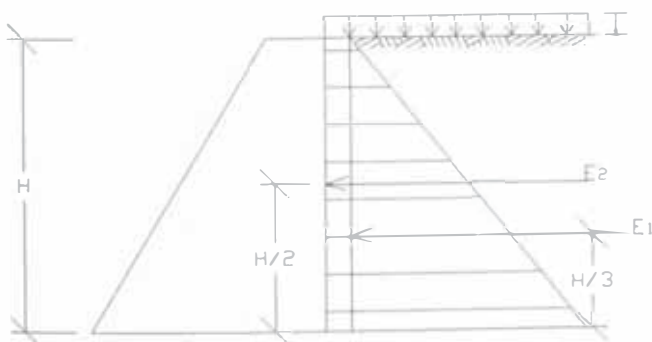


#### 2. Superficie inclinada del terreno



$$EH = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cos \beta \cdot \underbrace{\left[ \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right]}_{K_a}$$

#### 3. Terreno con sobrecarga uniforme



$$E_1 = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

$$E_2 = \gamma h' H K_a$$

$$E_T = E_1 + E_2$$

$$d = \frac{H}{3} * \frac{(H + 3h')}{(H + 2h')}$$

$$M_v = E_T \times d$$

$$M_v = E_T * \left[ \frac{H}{3} * \frac{(H + 3h')}{(H + 2h')} \right]$$

$$K_a = \text{tg}^2(45 - \phi/2)$$

Para los casos en que los estribos no tengan losa de aproximación se considerara:

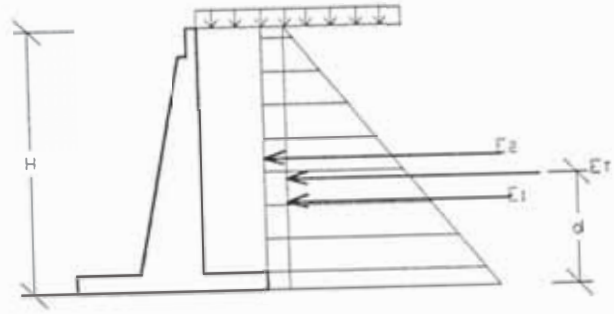
$$\text{Si } h' = 0.6$$

$$\text{y } \beta = 0$$

$$E_T = \frac{1}{2} \gamma H (H + 2 * 0.6)$$

$$d = \frac{H (H + 1.8)}{3 (H + 1.20)}$$

$$M_v = E_T \cdot d$$



## **2.0. CONSIDERACIONES SISMICAS EN PUENTES**

### **2.01. Análisis y Diseño Sísmico de Puentes**

El método que se presenta en este capítulo es el que considera el Reglamento Americano para Puentes AASHTO – Capítulo Division I-A Seismic Design

#### **2.01.1 Alcance**

Las siguientes consideraciones son aplicables para el diseño y construcción de nuevos puentes, que sean capaces de resistir los efectos sísmicos y cuya luz no exceda de 150 00 m. Los puentes colgantes, atirantados, de voladizos sucesivos y de arco, no son contemplados por estas especificaciones.

##### **a) Objetivo**

El objetivo del diseño y construcción es el de minimizar los daños causados en los puentes por los efectos sísmicos.

Las Normas de Diseño Sísmico Resistente E-030 del RNC en el Perú, son para edificaciones y no incluyen los puentes, en el Perú se utiliza el Reglamento Americano indicado en el capítulo División I-A Seismic Design, según la nueva filosofía del Diseño Sismo Resistente en Puentes se debe:

- Resistir sismos menores dentro del rango elástico de los componentes estructurales sin sufrir daños.

Resistir sismos moderados dentro del rango elástico con algún daño reparable.

- Resistir sismos severos sin llegar al colapso del conjunto o una parte del puente, se aceptan daños, los cuales deben ser detectables fácilmente y ocurrir en lugares accesibles para su inspección y reparación.
- Se deben utilizar intensidades realistas para el sismo de diseño.

Las estructuras durante un sismo moderado debe comportarse en el rango elástico y al actuar un sismo severo debe incursionar en el rango no lineal para lo cual debe tener la resistencia y ductilidad suficiente para disipar energía.

### b) Consideraciones

Los movimientos sísmicos de diseño están basados en una probabilidad de 85% a 95% de que no sean excedidos en un lapso de 50 años, correspondiente a la vida útil promedio de un puente.

El análisis sísmico de puentes según AASHTO, dependen fundamentalmente del nivel de aceleraciones, zona de ubicación del puente, importancia del puente y el tipo de estructura si es regular o irregular.

#### 2.01.2 Coeficiente de Aceleración (A)

El coeficiente de aceleración se determina con el mapa de Distribución de Isoaceleración para un 10% de excedencia en 50 años, realizado en 1993 por el Dr. Jorge Alva H. y el E Ing. Jorge Castillo. (Ver Figura 2.2 y 2.3). Alternativamente se puede utilizar los coeficientes de aceleración de la zona 1, 2y 3 de la Norma E-030 del RNC o realizar un estudio de riesgo sísmico para la zona de ubicación del puente.

#### 2.01.3 Clasificación por importancia

Se define en 2 grupos de importancia de acuerdo al Cuadro 2.1

**Cuadro 2.1**

Puentes esenciales	I
Otros Puentes	II

### 2.01.4 Categoría de Comportamiento Sísmico (CCS)

Las categorías de comportamiento sísmico, se definen con base en el coeficiente de aceleración  $A$ , y el grupo de importancia al que pertenezca, de acuerdo al Cuadro 2.2.

**Cuadro 2.2**

Coeficiente de Aceleración	Clasificación por Importancia - IC	
	I	II
$A \leq 0.09$	IC - A	IC - A
$0.09 < A \leq 0.19$	IC - B	IC - B
$0.19 < A \leq 0.29$	IC - C	IC - C
$0.29 < A$	IC - D	IC - C

### 2.01.5 Efectos de sitio

El suelo que suprayace bajo el sitio del puente debe ser investigado para efectos de evaluar su potencial de amplificación de la onda sísmica,

#### Perfil de suelo Tipo I

- Roca de cualquier característica (velocidad de onda de corte  $> 762$  m/s).
- Condiciones de suelo rígido donde la profundidad del suelo es menor a 61.00 m. y los tipos de suelos sobre la roca son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas.

#### Perfil de suelo Tipo II

Es un perfil compuesto de arcilla rígida o estratos profundos de suelos no cohesivos donde la altura del suelo excede los 61.00 m. y los suelos sobre las rocas son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas.

#### Perfil de suelo Tipo III

Es un perfil con arcillas blandas o medianamente rígidas y arenas, caracterizado por 9.00m. o más de arcillas blandas o medianamente rígidas con o sin capas intermedias de arena o de otros suelos cohesivos.

El coeficiente de sitio  $S$ , según el perfil está dado por el Cuadro 2.3.

**Cuadro 2.3****Tipo de Perfil del Suelo**

	I	II	III
Factor S	1.0	1.2	1.5

Verificación por importancia:

Importancia	Tipo de Puentes
I	Puentes esenciales Puentes rurales y urbanos de carreteras troncales, vías urbanas y accesos a obras de importancia como hidráulicas, etc.
II	Otros puentes

**2.01.6 Coeficiente de Respuesta Sísmica Elástica (Espectro de Diseño)**

$$C_s = \frac{1.2AS}{T^{2/3}} \leq 2.5A \quad (2.1)$$

Donde:

$C_s$  = Máxima aceleración horizontal expresada como una fracción de la gravedad, con un periodo modo de vibración  $T$ .

$A$  = Coeficiente de aseveración, expresada en fracción de la gravedad.

$S$  = Coeficiente adimensional que expresa las características del perfil del suelo.

$T$  = Periodo correspondiente al periodo  $m$  en segundos.

Para perfiles de suelo tipo III, en zonas donde  $A \geq 0.30$ , el espectro está definido como:

$$C_s = \frac{1.2AS}{T^{2/3}} \leq 2.0A \quad (2.2)$$

Para perfiles de suelo tipo III, para otros modos de vibración diferentes al fundamental y cuyo periodo de vibración es menor de 0.30 segundos, el valor de  $C_s$  se puede obtener de:

$$C_s = A(0.80 + 4.0 T), \quad T < 0.30 \text{ seg.}$$

Para estructuras en las cuales cualquier periodo de vibración  $T_m > 4.0$  (seg), el valor de

$$C_s = \frac{3 AS}{T^{4/3}}, \quad T > 4.00 \text{ seg} \quad (2.4)$$

**2.01.7 Factor de Modificación de respuestas (R.)**

Las fuerzas de diseño sísmico, para elementos individuales y conexiones de puentes clasificadas como B, C ó D son determinadas dividiendo las fuerzas elásticas por el Factor de Modificación de Respuesta (R.) apropiado. Estos factores se indican para las diferentes componentes en el Cuadro 2.4.

**Cuadro 2.4**  
**Factor de Modificación de Respuesta (R.)**

SUB-ESTRUCTURA <sup>(1)</sup>	R	CONEXIONES <sup>(3)</sup>	R
Pilar tipo placa <sup>(2)</sup>	2	De la subestructura al estribo	0.8
Pilotes de concreto reforzado		Juntas de expansión dentro de una luz de la subestructura	0.8
a) Únicamente pilotes verticales	3		
b) Uno o más pilotes inclinados	2		
Columnas individuales	3	Columnas, pilares o viga cabezal sobre pilotes a la superestructura	1.0
Pilotes de acero o acero compuesto con concreto.		Columnas o pilares a las cimentaciones	1.0
a) Únicamente pilotes verticales	5		
b) Uno o más pilotes inclinados	3		
Columnas múltiples	5		

<sup>(1)</sup> El factor R se debe usar para ambos ejes ortogonales de la subestructura.

<sup>(2)</sup> Un pilar tipo placa puede diseñarse como columna en la dirección más débil siempre que cumpla todos los requerimientos sísmicos de columna, en tal caso puede utilizarse el coeficiente R de columnas solas.

<sup>(3)</sup> Para puentes con C y D, se recomienda que las conexiones se diseñan para las fuerzas máximas que puedan desarrollarse por plastificación de la columna o las columnas del pórtico. Estas fuerzas son a menudo significativamente menores que aquellas obtenidas usando el factor R = 1.

**2.01.8 Combinación ortogonal de fuerzas sísmicas en planta**

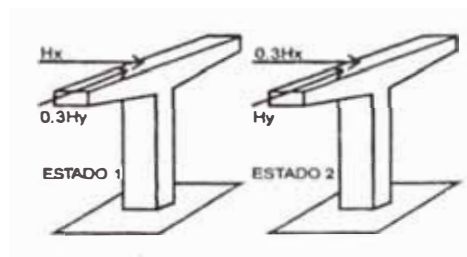
En los puentes clasificados como B, C y D, las fuerzas elásticas y los desplazamientos deben determinarse independientemente en la dirección longitudinal y transversal del puente, empleando el procedimiento de análisis sísmico que se requiera.

Las fuerzas sísmicas horizontales provenientes del análisis en la dirección longitudinal y transversal, deben combinarse para formar dos casos de carga:



**CASO DE CARGA 1:** Las fuerzas y momentos causados por el sismo, en cada uno de los ejes principales del elemento se obtiene sumando el 100% del valor absoluto de las fuerzas elásticas provenientes del análisis en la dirección longitudinal del puente, con el 30% del valor absoluto de las fuerzas sísmicas elásticas provenientes en la dirección transversal del puente.

**CASO DE CARGA 2:** Las fuerzas y momentos causados por el sismo en cada uno de los ejes principales del puente se obtienen sumando el 100% del valor absoluto de las fuerzas sísmicas elásticas, proveniente del análisis en la dirección transversal del puente con el 30% del valor absoluto de las fuerzas sísmicas elásticas provenientes del análisis en la dirección longitudinal del puente.



**Figura 2.4**

**Acción simultánea de las 2 componentes  
de las fuerzas de sismo**

### 2.01.9 Requisitos de análisis y diseño sísmico

#### 1) Criterios de regularidad

- a) **Puentes Regulares:** cuando no presentan cambios bruscos en su masa, rigidez o geometría a lo largo de su luz y no tienen variaciones grandes de estos parámetros entre apoyos sucesivos, excluyendo los estribos, puentes rectos o curvos cuyo sector de arco que no excede  $90^\circ$  y tienen apoyos de columna o pórtico, cuya rigidez no exceda de un 25% con respecto al apoyo de menor rigidez, pueden considerarse regulares.
- b) **Puentes Irregulares:** Aquellos que no califican como regulares.

#### 2) Procedimientos de Análisis

- a) Procedimiento 1.- Método simplificado
- b) Procedimiento 2.- Método de Análisis espectral Unimodal

- c) Procedimiento 3.- Método de Análisis espectral Multimodal
- d) Procedimiento 4.- Método de Análisis Tiempo Historia.

**3) Selección del Método de Análisis**

De acuerdo al Cuadro 2.5.

**Cuadro 2.5.**

**Procedimiento de Análisis Mínimos Requeridos**

Categoría de Comportamiento Sísmico	Puentes Regulares o Irregulares de una luz	Puentes Regulares con 2 ó más luces	Puentes Irregulares con 2 o más luces
A	1	1	1
B	1	2	2
C	1	2	3
D	1	2	3

**4) Método Simplificado – Procedimiento 1**

Consiste en calcular las fuerzas sísmicas horizontales que transmite la superestructura a los apoyos y estribos tanto longitudinal como transversalmente, multiplicando la reacción en el apoyo o estribo causados por la carga muerta por el coeficiente sísmico dado en el Cuadro 2.6, coeficiente método simplificado.

**Cuadro 2.6.**

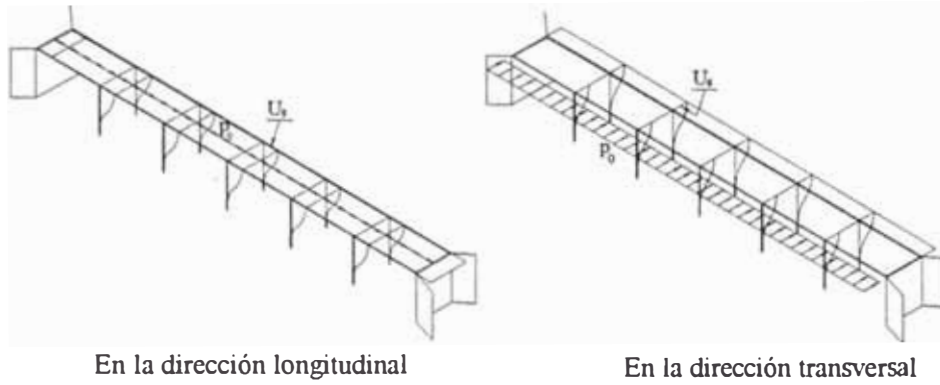
**Coefficiente Sísmico Método de análisis Simplificado – Procedimiento 1**

Tipo de Puente	Categoría de comportamiento Sísmico CCS	Coefficiente Sísmico
Una Luz	A	A
	B	
	C	
	D	
Dos o más luces	A	0.20

**5) Método de Análisis Espectral Unimodal – Procedimiento 2**

Debe ser utilizado en la dirección longitudinal y la transversal del puente de la siguiente forma:

**Paso 1:** Se calculan los desplazamientos horizontales estáticos  $U_{s(x)}$  (longitud) debido a una fuerza horizontal unitaria uniforme  $p_0$  (fuerza/longitud) que se aplica a la superestructura, como se indica en la Figura.



**Paso 2:** Se calcula los coeficientes  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$  para la dirección longitudinal y transversal.

$$\alpha = \int U_s(x) dx \quad (2.5)$$

$$\beta = \int w(x) U_s(x) dx \quad (2.6)$$

$$\gamma = \int w(x) [U_s(x)]^2 dx \quad (2.7)$$

Donde:  $w(x)$  es la carga muerta de la superestructura y la subestructura tributaria (fuerza/unidad de longitud).

$$\alpha = (\text{longitud}^2)$$

$$\beta = (\text{fuerza por longitud})$$

$$\gamma = (\text{Fuerza por longitud}^2)$$

**Paso 3:** Calcular el periodo fundamental del punto en las 2 direcciones principales por medio de:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p \cdot g \alpha}} \quad (2.8)$$

Donde:

$$g = \text{aceleración de la gravedad (longitud/tiempo}^2\text{)}$$

**Paso 4:** Calcular la fuerza sísmica estática equivalente en ambas direcciones.

$$P_{e(x)} = \frac{\beta C_s w(x)}{\gamma} U_{(x)} \quad (2.9)$$

Donde:

$C_s$  Coeficiente de respuesta sísmica que se obtiene luego de reemplazar el periodo en la ecuación que lo define.

$p_{e(x)}$  = Fuerza sísmica estática equivalente, que corresponde a las fuerzas inerciales que el sismo de diseño impone al puente a través del modo fundamental.

**Paso 5:** Aplicar la fuerza estática equivalente  $p_{e(x)}$  al puente y por medio de un análisis estructural, se obtienen las fuerzas cada uno de los elementos y los desplazamientos correspondientes.

### 6) Método de Análisis Espectral Multimodal–Procedimiento 3

Este método es apropiado para puentes con una geometría irregular que induce desplazamiento en las 3 direcciones principales (longitudinal, transversal y vertical), en cada modo de vibración. La respuesta esta compuesta por la contribución de un número plural de modos que contribuyen en la respuesta total de la estructura.

Debe emplearse un programa de computador que realice el análisis dinámico especial, teniendo en cuenta los efectos de acoplamiento en la respuesta total de la estructura del puente.

a) **Modelo Matemático:** El puente debe modelarse como una estructura tridimensional espacial con elementos interconectados en nodos, que describan de manera realista la rigidez y la masa de la estructura. La masa de la estructura se puede suponer concentrada en los nodos con un mínimo de 3 grados de libertad traslacionales.

La masa debe incluir la de los elementos estructurales y otras cargas relevantes, como vigas cabezales, estribos, columnas, zapatas, etc.

- Superestructura.- como mínimo debe modelarse como una serie de elementos estructurales de pórtico espacial, interconectado en nodos localizados en los apoyos de la luz, e intermedios a distancias de un cuarto de la luz. Las discontinuidades formadas por las juntas y los estribos deben incluirse.

- Subestructura.- las columnas y pilas interiores deben modelarse como elementos de pórtico espacial, las columnas altas y flexibles deben modelarse con nodos en sus extremos e interiormente a distancias en un tercio de la longitud de la columna. Las columnas cortas cuya longitud de menor de un tercio de la luz de los vanos adyacentes, no requieren nodos interiores. El modelo debe tener en cuenta la excentricidad de las columnas con respecto a la superestructura.

- b) **Modos y periodos de vibración:** Debe calcularse para una condición de base fija, utilizando las masas y rigidez del sistema de resistencia sísmica del puente.
- c) **Número mínimo de nodos:** El análisis de la respuesta debe incluir, como mínimo, el efecto de un número de nodos equivalente a 3 veces al número de luces o 25 modos.
- d) **Combinación de fuerzas y desplazamientos:** Los desplazamientos y fuerzas en los miembros se puede determinar combinando los parámetros (desplazamientos, fuerzas, momentos, torsiones, etc.) producidos en cada modo, por medio del método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

#### 7) **Método de Análisis Tiempo – Historia – Procedimiento 4**

El análisis sísmico realizado por este método debe realizarse con cada uno de las acelogramas para las direcciones longitudinal y transversal, con un programa de computador.

- a) Modelo matemático.- Debe cumplir con el numeral 2.02.9 ítem 6. a)
- b) Desplazamientos y fuerzas de los miembros.- Se determinan utilizando el máximo valor de los parámetros producidos por las respuestas de las diferentes acelogramas.

#### 2.01.10 **Desplazamientos de Diseño**

En los apoyos libres para expansión y contracción de todas las vigas deben proveerse unas longitudes mínimas de apoyo de acuerdo al Cuadro 2.7.

**Cuadro 2.7**

Categoría de Comportamiento Sísmico (CCS)	LONGITUD MINIMA DE SOPORTE $L_s$ $N(\text{mm})$
A	$N = 203 + 1.67L + 6.667H$
B	
C	$N = 305 + 2.5L + 10H$
D	

Donde:

$L$  = longitud medido en el tablero, en metros a la siguiente junta de expansión o el estribo del puente. Para juntas dentro de la luz,  $L$  debe ser la suma de  $L_1 + L_2$ , correspondiente a las distancias a ambos lados de la junta. Para puentes de una sola luz  $L$  es igual a la longitud del tablero.

$N$  = en mm.

Para estribos

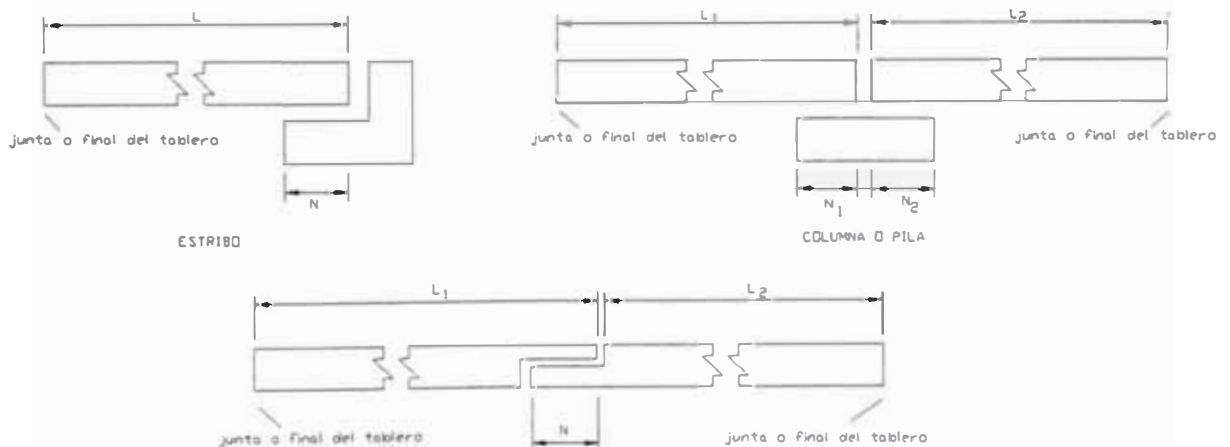
$H$  = Altura promedio en metros de las columnas o pilares que soportan el tablero hasta la siguiente junta de expansión.  $H$  es cero para puentes de una sola luz.

Para columnas, Pilares o ambos

$H$  = Altura en metros de las columnas o pilares

Para juntas dentro de la luz

$H$  = altura promedio en metros de las columnas adyacentes a la junta.



**Figura 2.2**  
Junta dentro de la luz  
**Dimensiones de los requisitos de longitud de apoyo mínima**

**2.01.11 Fuerzas sísmicas de diseño****a) Puentes de categoría A**

Las conexiones de la superestructura a la subestructura deben diseñarse para que sean capaces de resistir una fuerza sísmica horizontal igual a 0.20 veces la reacción de carga muerta en las direcciones en las cuales se restringe el movimiento horizontal.

**b) Puentes de categoría B**

La superestructura, sus juntas de expansión y las conexiones entre la superestructura y la subestructura que le da apoyo.

- La subestructura hasta la base de las pilas y columnas, pero sin incluir las zapatas, los dados y los pilotes.
- Los elementos que conectan la superestructura a los estribos.

Fuerzas sísmicas de diseño para elementos estructurales y conexiones.- Las fuerzas sísmicas de diseño se determinan dividiendo las fuerzas sísmicas elásticas de los casos de carga 1 y 2 por el correspondiente factor de modificación de respuesta R del cuadro 2.4.

Los esfuerzos sísmicos modificados (EQM) de los dos estados de carga se combinarán independientemente con los esfuerzos de las otras cargas de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\text{Combinación de carga} = 1.0 (D + B + SF + E + EQM) \quad (2.10)$$

Donde :

D = Carga permanente

B = Subpresión

SF= Presión de agua

E = Empuje de tierra

EQM– Fuerzas sísmicas elásticas del caso de carga 1 o 2 modificadas por división entre el factor R apropiado (EQ/R).

La combinación expresada en la ecuación 2.10 corresponde a las condiciones ultimas y se utilizan en reemplazo del Grupo VII del AASHTO, donde  $\gamma$  y  $\beta$  son iguales a 1. Para diseño de acero estructural por el método de esfuerzos de trabajo, puede utilizarse un incremento del 50% en los esfuerzos admisibles y para diseño de concreto reforzado por el mismo método, un incremento de 33.3%.

Fuerzas sísmicas de diseño para cimentaciones.- Para el diseño de cimentaciones se utiliza un factor R igual a la mitad del factor R de la columna o pilar correspondiente; en consecuencia, la fuerza sísmica de diseño para la cimentación es el doble de la que se utiliza en los pilares.

$$U = 1.0 (D + B + SF + E + EQF) \quad (2.11)$$

Donde:

EQF: Fuerzas sísmicas elásticas del estado de carga 1 ó 2 modificadas dividiendo por la mitad del factor R [EQ/(0.5R)]

El diseño conservador de las cimentaciones se encuadra con la filosofía del diseño sísmico de no permitir daños en las cimentaciones. Para cimentaciones piloteadas se utilizar el valor de R, se deben analizar las otras combinaciones del AASHTO.

La longitud mínima de soporte se determina de acuerdo al análisis, pero en todo caso no debe ser menor que lo especificado.

En diseño de estribos y muros de contención, los elementos (apoyos y llaves de corte) que conecten la superestructura al estribo deben diseñarse según las combinaciones indicadas en la ecuación 2.10.

### c) Puentes Categoría C y D

Para los puentes con categoría de comportamiento sísmico C ó D se consideran los sistemas de fuerzas sísmicas:

- Fuerzas sísmicas modificadas que se obtienen en forma similar al de los puentes de categoría B, con la excepción que para las cimentaciones (EQF) se asume un factor R igual a 1.



En las columnas debe determinarse una fuerza axial máxima y mínima, tomando la fuerza axial proveniente del sismo como positiva y como negativa respectivamente.

Para ver formación de rótulos plásticos en columnas, pilares y pórticos, ver Art. 4.82 en Seismic Design AASHTO-96.

## 2.02. Empuje de Tierras con Sismo — Mononobe Okabe

En estribos o muros que se proyectan en zonas sísmicas, es conveniente considerar el efecto temporal de la vibración del suelo que se produce sobre el valor de los empujes de tierras debido al sismo. Aunque durante el sismo el muro o estribo normalmente se mueve en conjunto con el suelo, la aceleración de los dos elementos muro-tierra puede no ser simultánea y entonces se incrementa el valor del empuje de tierras debido a la inercia, para alturas moderadas en aumento del 10% sobre el empuje normal puede ser suficiente, sin embargo por la importancia de la estructura se puede utilizar el método de Mononobe Okabe (1926).

### 2.02.1 Análisis por Mononobe Okabe

Este método es usado para calcular las fuerzas de sismo, actuando en los suelos sobre los estribos de puentes y su análisis es una extensión de la teoría de Coulomb y tiene las siguientes consideraciones:

- El estribo puede desplazarse por giro o desplazamiento para desarrollar el esfuerzo en el suelo a la presión activa, si el estribo es restringido al movimiento, las fuerzas serán mayores.
- El relleno es para suelos no cohesivos y un ángulo de fricción  $\phi$ .
- El relleno es no saturado y no tiene problemas de licuefacción.

Las fórmulas son las siguientes (Bowles)

Empuje Activo:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_a$$

Donde:

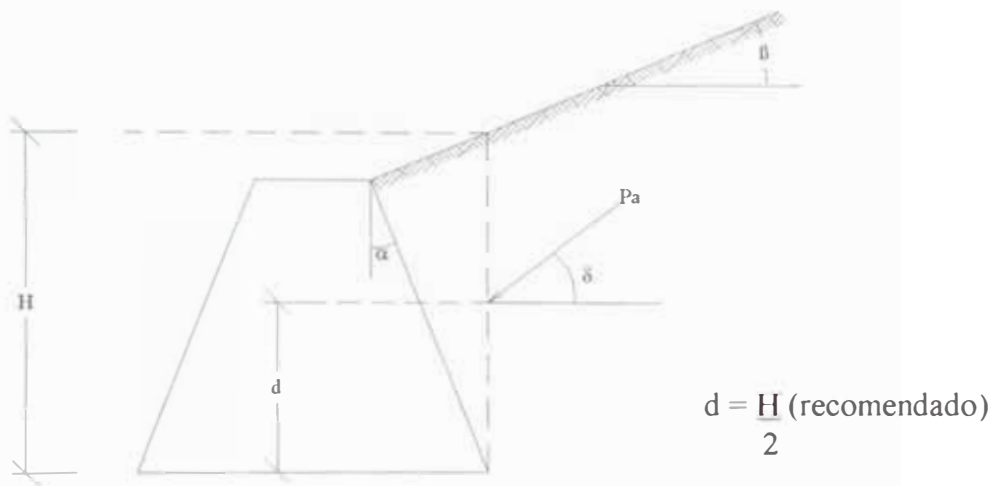
$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos\theta \cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \alpha + \theta) \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2}$$

Empuje Pasivo:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_p$$

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

Donde:



A = coeficiente de aceleración

$K_H$  = coeficiente sísmico horizontal =  $A/2$  (recomendado)

$K_v$  = coeficiente sísmico vertical (0 a 0.05) (recomendado)

$$\theta = \text{tg}^{-1} \left( \frac{K_H}{1 - K_v} \right)$$

q = sobrecarga en la superficie del relleno =  $\gamma h'$

H = altura de diseño

= ángulo entre la superficie de la tierra y la línea horizontal del relleno

$\gamma$  = peso unitario del suelo

$\delta$  = ángulo de fricción entre las paredes y el suelo, valores entre  $\frac{1}{2}$  a  $\frac{3}{4}$  de  $\phi$

$\phi$  = ángulo de fricción interna del suelo

$\alpha$  = ángulo entre la pared del muro y la línea vertical

$P_H$  =  $P_a \cdot \cos \delta$

$$P_v = Pa \text{ sen } \delta$$

$$M_H = Pa \text{ cos } \delta \cdot \frac{H}{2}$$

**2.02.2 Fórmulas para presión de tierras durante sismos (con sobrecarga)**

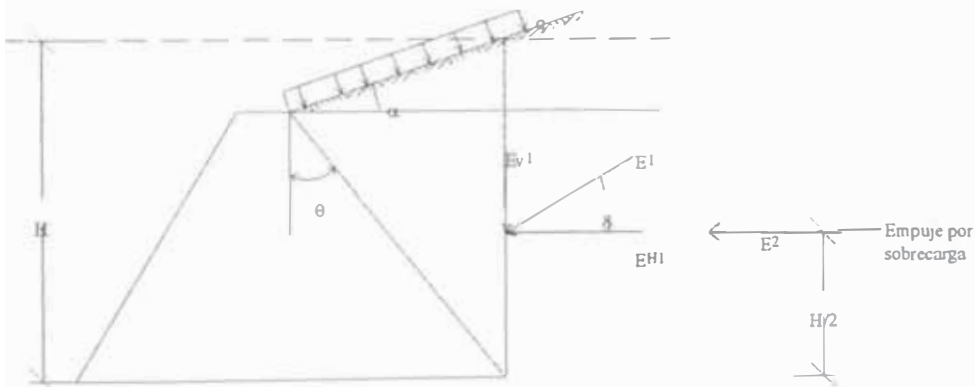
(Special consideration for seismic design of bridges in Japan)

$$P_{ea} = (1 - K_v) \left[ \gamma x + \frac{q \text{ cos } \theta}{\text{cos}(\theta - \alpha)} \right] c_{ea} \quad \text{presión empuje activo}$$

$$P_{ep} = (1 - K_v) \left[ \gamma x + \frac{q \text{ cos } \theta}{\text{cos}(\theta - \alpha)} \right] c_{ep} \quad \text{presión empuje pasivo}$$

$$C_{ep} = \frac{\text{cos}^2(\phi - \theta_0 + \theta)}{\text{cos } \theta_0 \text{ cos}^2 \theta \text{ cos}(\delta + \theta - \theta_0) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi - \delta) \text{ sen}(\phi - \theta_0 + \alpha)}{\text{cos}(\delta + \theta - \theta_0) \text{ cos}(\alpha - \theta)}} \right]^2}$$

$$C_{ea} = \frac{\text{cos}^2(\phi - \theta_0 - \theta)}{\text{cos } \theta_0 \text{ cos}^2 \theta \text{ cos}(\delta + \theta + \theta_0) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{ sen}(\phi - \theta_0 - \alpha)}{\text{cos}(\delta + \theta + \theta_0) \text{ cos}(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$



$$E_{HT} = E_{H1} + E_2$$

$$E_{HT} = E_1 \text{ cos } \delta + E_2$$

A = coeficiente de aceleración

$K_H$  = coeficiente sísmico horizontal = A / 2 (recomendado)

$K_v$  = coeficiente sísmico vertical de 0 a 0.05

$$\theta_0 = \text{tg}^{-1} \left( \frac{K_H}{1 - K_v} \right)$$

q	= sobrecarga en la superficie de tierra = $\gamma h'$
x	= altura
$\alpha$	= ángulo entre la superficie de la tierra y la línea horizontal del relleno
$\gamma$	= peso unitario del suelo
$\delta$	= ángulo de fricción entre las paredes y el suelo de $\frac{1}{2}$ a $\frac{3}{4}$ de $\phi$
$\phi$	= ángulo de fricción interna del suelo
$\theta$	= ángulo entre la línea posterior de la pared y la línea vertical
$h'$	= 0.6 m en puentes (por sobrecarga vehicular)

### 2.02.3 Empuje de tierras con sismo y sobrecarga

$$E_{HT} = (1 - K_v) \left[ \gamma \frac{H^2}{2} \cos \delta + \frac{q \cos \theta}{\cos(\theta - \alpha)} H \right] C_{ea}$$

$$M_T = (1 - K_v) \left[ \gamma \frac{H^2}{2} \cos \delta + \frac{q \cos \theta}{\cos(\theta - \alpha)} H \right] C_{ea} \frac{H}{2}$$

## 2.03 Requisitos Sísmicos para Estribos y Muros de Contención

### 2.03.1 Generalidades

En el presente numeral se incluyen únicamente los requisitos relacionados con efectos sísmicos y el diseño sismo resistente de los estribos y muros de contención. Se supone que se han cumplido además los requisitos necesarios para resistir las cargas verticales y horizontales provenientes de sollicitaciones diferentes a los movimientos sísmicos. Los requisitos relacionados con el diseño de la fundación del puente y el alcance adicional de la investigación geotécnica que debe llevarse a cabo.

### 2.03.2 Categoría de comportamiento sísmico A

No hay requisitos especiales debido a los efectos sísmicos para los estribos y muros de contención de puentes que estén clasificados dentro de esta categoría de comportamiento sísmico.

### 2.03.3 Categoría de comportamiento sísmico B

En los estribos y muros de contención de los puentes pertenecientes a la categoría de comportamiento sísmico B deben cumplirse los siguientes requisitos especiales debido a los efectos sísmicos:

#### a) Estribos en voladizo

Para estribos, o muros de contención, en voladizo que puedan desplazarse horizontalmente sin que exista algún tipo de restricción a este desplazamiento, se recomienda el método pseudo estático de Mononobe-Okabe para la determinación de los empujes activos horizontales que induce el sismo. Se recomienda el uso de un coeficiente sísmico equivalente a la mitad del coeficiente de aceleración ( $K_h = A/2$ ). Se pueden desprestigiar los efectos producidos por la aceleración vertical del sismo. Los estribos se deben dimensionar de tal manera que tiendan a resbalarse y no volcarse, y deben adoptarse medidas que permitan pequeños desplazamientos horizontales del estribo, inducidos por el sismo, cuando no se desea que ocurra daño en los apoyos del estribo. Pueden esperarse desplazamientos del estribo del orden de  $25A$  cm. siendo  $A$  el coeficiente de aceleración.

En el diseño sísmico de un estribo en voladizo deben tomarse en cuenta los empujes de tierra horizontales inducidos por el sismo, los efectos inerciales sobre el muro, y la transferencia de **las fuerzas sísmicas del tablero del puente cuando los apoyos no están capacitados para desplazarse libremente, como ocurre cuando estos son apoyos elastoméricos.**

Cuando los estribos en voladizo se encuentren restringidos para un desplazamiento horizontal debido a muertos, anclajes o pilotes inclinados, los empujes de tierra inducidos por el sismo son mayores que para estribos en voladizo libres para desplazarse, tal como se obtienen de un análisis realizado por el método de Mononobe-Okabe. Como una primera aproximación se recomienda que el empuje de tierra máximo, inducido por el sismo, se calcule utilizando un coeficiente igual a una y media veces el coeficiente de aceleración ( $k_h = 1.5A$ ) en el método de análisis Mononobe-Okabe.

**b) Estribos monolíticos**

En los estribos monolíticos, los cuales hacen parte integrante de la superestructura del puente, los empujes de tierra que actúan sobre el estribo pueden suponerse iguales a la máxima fuerza sísmica horizontal que la superestructura transfiere al estribo. Con el fin de minimizar el daño al estribo, éste debe diseñarse de tal manera que sea capaz de resistir el total del empuje de tierra pasivo que se induce al desplazarse el estribo contra el relleno, el cual debe ser mayor que la máxima fuerza sísmica que transfiere la superestructura al estribo. Puede suponerse que el empuje de tierra activo inducido por el sismo es menor que la fuerza sísmica que actúa sobre la superestructura.

Cuando la fuerza sísmica longitudinal del puente es resistida parcialmente por pilares y columnas, es necesario determinar la rigidez del estribo en la dirección longitudinal del puente, con el fin de establecer la porción de la fuerza sísmica longitudinal que se transfiere al estribo.

**2.03.4 Categoría de comportamiento sísmico C**

En los estribos y muros de contención de los puentes pertenecientes a la categoría de comportamiento sísmico C, debe cumplirse los requisitos dados en el ítem 2.03.3 y además debe tomarse en cuenta, por medio de consideraciones adicionales, el mecanismo de transferencia de las fuerzas sísmicas transversales de la superestructura al estribo. Las aletas del estribo deben diseñarse para los empujes de tierra inducidos por las fuerzas sísmicas transversales de la superestructura y deben restringirse los desplazamientos laterales del estribo por medio de llaves.

**2.03.5 Categoría de comportamiento sísmico D**

En los estribos y muros de contención de los puentes pertenecientes a la categoría de comportamiento sísmico D debe cumplirse los requisitos dados en el ítem 2.03.3 y además debe tomarse en cuenta, por medio de consideraciones adicionales, los mecanismos de transferencia de las fuerzas sísmicas longitudinales y transversales de la superestructura al estribo y la interacción del suelo con el estribo. Para minimizar la eventual suspensión del acceso al puente debida a daños

en el estribo, se recomienda la utilización, para puentes de luces pequeñas, los estribos monolíticos.

En todos los puentes de la categoría de comportamientos sísmico D, las losas de aproximación colocadas sobre el relleno posterior del estribo deben ser autoportantes y capaces de resistir las cargas vivas. Estas losas deben estar vinculadas al estribo por medio de amarres flexibles.

## **2.04 Requisitos Sísmicos para Cimentaciones Profundas (pilotes)**

### **2.04.1 Generalidades**

En la presente se incluyen únicamente los requisitos relacionados con efectos sísmicos y el diseño sísmo resistente de la fundación del puente. Se supone que se han cumplido además los requisitos necesarios para resistir las cargas verticales y horizontales provenientes de sollicitaciones diferentes a los movimientos sísmicos. Se incluyen requisitos relacionados con el alcance adicional de la investigación geotécnica que debe llevarse a cabo, los rellenos, la estabilidad de taludes, la capacidad de soporte del suelo, el drenaje, el control de asentamientos y la resistencia de los pilotes. Los requisitos sísmicos para estribos y muros de contención se presentan en el ítem 2.03.

### **2.04.2 Categoría de comportamiento sísmico A**

No hay requisitos debido a los efectos sísmicos para la fundación de puentes que estén clasificados dentro de esta categoría de comportamiento sísmico.

### **2.04.3 Categoría de comportamiento sísmico B**

En los numerales siguientes se dan los requisitos para el diseño sísmo resistente de las fundaciones de puentes pertenecientes a la categoría de comportamiento sísmico B.

#### **a) Investigación**

Además de la investigación geotécnica normal para un puente, se requiere ampliar el alcance de la investigación de tal manera que se incluya el estudio de

la amenaza y las recomendaciones de diseño relacionadas con los efectos sísmicos sobre: **(1) estabilidad de taludes, (2) licuación, (3) asentamiento de los rellenos y (4) los incrementos en los empujes de tierra.**

La inestabilidad de los taludes de los terraplenes, o cortes, de la aproximación al puente, inducida por los movimientos sísmicos puede producir desplazamientos de los estribos, producir asentamientos diferenciales apreciables, y conducir a daño estructural del puente. Los asentamientos de los rellenos y los desplazamientos de los estribos debidos a los incrementos que el sismo causa en los empujes de tierra pueden causar problemas de acceso al puente y daño estructural del mismo.

La licuación de suelos no cohesivos saturados, ya sea en los rellenos o en el suelo de fundación, puede conducir a problemas de estabilidad de los taludes o de los estribos, a reducción de la capacidad portante del suelo de fundación, y a pérdida del soporte lateral de los pilotes. Las fallas causadas por licuación como la descrita anteriormente han producido problemas substanciales a raíz de sismos ocurridos en el pasado.

#### **b) Diseño de fundación**

El estudio geotécnico debe establecer la capacidad y resistencia del suelo para comportarse adecuadamente ante las combinaciones de carga establecidas en fuerzas de diseño para la cimentación. Debido a la naturaleza dinámica y cíclica de los efectos sísmicos, para efectos del diseño de la fundación ante las combinaciones de carga prescritas, debe utilizarse la resistencia última del medio de suelo que de soporte a la fundación. Debe considerarse adecuadamente el orden de magnitud del asentamiento esperado de la fundación debido a los efectos sísmicos, en la determinación del asentamiento máximo que el puente puede resistir.

El levantamiento y balanceo transitorio de la fundación, ante los efectos sísmicos, se considera aceptable siempre y cuando el suelo de fundación no pierda su capacidad de soporte en los movimientos cíclicos impuestos y no se excedan los siguientes criterios: **(a) para grupos de pilotes trabajando de**



**punta, que la mitad de los pilotes del grupo permanezcan en contacto con el suelo que da soporte, y (b) para zapatas, que por lo menos la mitad del área de la zapata permanezca en contacto con el suelo de soporte.**

### **c) Requisitos especiales para pilotes**

Los requisitos que se dan a continuación deben cumplirse adicionalmente a los otros requisitos.

Los pilotes pueden utilizarse para resistir tanto fuerzas axiales como laterales. La profundidad mínima de empotramiento y la resistencia ante fuerzas axiales y laterales, que se requieran para resistir los efectos sísmicos deben ser las que prescriba el estudio geotécnico. Se insiste que para efectos de diseñar los pilotes ante solicitaciones sísmicas, debe utilizarse la resistencia última del pilote.

Todos los pilotes deben anclarse adecuadamente a la zapata o cabezal. Los pilotes de concreto pueden anclarse por medio de la prolongación del refuerzo del pilote dentro del cabezal o zapata por una distancia adecuada para resistir las fuerzas de levantamiento que puedan presentarse, pero en ningún caso esta longitud de anclaje puede ser menor que la longitud de desarrollo del refuerzo. Los pilotes de camisa de acero con concreto vaciado interiormente, deben vincularse a la zapata o cabezal por medio un mínimo de cuatro barras pasantes (dowells) de acero, cuya área en conjunto no debe ser menor del 1% de la sección del pilote y que tengan longitudes de anclaje, al menos, iguales a las requeridas para pilotes de concreto.

Los pilotes de concreto deben reforzarse para que sean capaces de resistir las fuerzas axiales, momentos flectores y fuerzas cortantes de diseño. Las cuantías mínimas no pueden ser menores que las dadas a continuación:

#### **- Pilotes de concreto vaciado in-situ**

Deben colocarse al menos cuatro barras de refuerzo longitudinal, con una cuantía mínima de 0.005, en el tercio superior del pilote o por una distancia que no sea menor de 2.40 m. Debe colocarse refuerzo en espiral acompañando

al refuerzo longitudinal, de un diámetro de barra que no sea menor de No. 2(1/4" o 6.3 mm), con un paso no mayor de 23.00 cm. En los 60.00 cm superiores, el paso no puede ser mayor de 7.50 cm. El refuerzo en espiral puede ser substituido por estribos, que tengan la misma cuantía volumétrica de la espiral.

- Pilotes prefabricados

Deben colocarse al menos cuatro barras de refuerzo longitudinal, con una cuantía mínima de 0.01, en toda la longitud del pilote. Debe colocarse refuerzo en espiral acompañando al refuerzo longitudinal, de un diámetro de barra que no sea menor de No. 3(3/8 o 9.5 mm), con un paso no mayor de 23.00 cm. En los 60.00 cm superiores, el paso no puede ser mayor de 7.50 cm. El refuerzo en espiral puede ser substituido por estribos, que tengan la misma cuantía volumétrica de la espiral.

- Pilotes prefabricados preesforzados

El refuerzo transversal debe cumplir los mismo requisitos que el refuerzo transversal de pilotes prefabricados

#### **2.04.4 Categoría de comportamiento sísmico C**

En los puentes pertenecientes a la categoría de comportamiento sísmico C, la fundación debe diseñarse siguiendo los requisitos del ítem 2.04.3 y los siguientes:

##### **a) Investigación**

El alcance del informe geotécnico debe incluir consideraciones adicionales a las dadas en el ítem 2.04.3 (a), consistentes en la evaluación del potencial de que ocurra ruptura superficial del suelo debida a fallamiento del mismo, o desplazamientos diferenciales del suelo como consecuencia de los movimientos sísmicos.

##### **b) Diseño de fundación**

Cuando el suelo de fundación consista en arenas saturadas, o arcillas blandas, en la determinación de la resistencia última del suelo debe tomarse en cuenta el potencial de éste de perder capacidad portante, debida a los movimientos cíclicos impuestos por el sismo.

**c) Requisitos especiales para pilotes**

Los requisitos que se dan a continuación:

- Anclaje

El refuerzo longitudinal de los pilotes debe anclarse al cabezal o pilote, de tal manera que sea capaz de desarrollar por adherencia al menos una fuerza equivalente a  $1.25A_s \times f_y$ , donde  $A_s$ , es el área de refuerzo longitudinal del pilote y  $f_y$  su resistencia nominal a la fluencia.

- Longitud del confinamiento

La parte superior de todo pilote debe reforzarse como una región potencial de presentación de articulaciones plásticas, a menor que se demuestre que éstas no pueden ocurrir allí. La región de formación potencial de articulaciones plásticas, debe tener como mínimo, una longitud de dos diámetros de pilote o 60.00 cm., la mayor, medida a partir de la parte inferior del cabezal o zapata. Si un análisis del puente indica que las articulaciones pueden presentarse en un lugar localizado más abajo, los requisitos de refuerzo transversal del ítem siguiente debe extenderse hasta ese nivel.

- Cuantía volumétrica del confinamiento

La cuantía volumétrica del refuerzo transversal que se coloque dentro de la región definida debe ser colocada según requisitos sísmicos para columnas en categoría D de concreto armado ( $\rho=0.01$  a  $0.06$ ) del área bruta de la sección.

- Pilotes de concreto vaciados in-situ

Los pilotes de concreto vaciados in-situ deben tener refuerzo longitudinal en toda su longitud. Deben colocarse al menos cuatro barras de refuerzo longitudinal, con una cuantía mínima de 0.0075, en el tercio superior del pilote. Debe colocarse refuerzo en espiral acompañando al refuerzo longitudinal, de un diámetro de barra que no sea menor de No. 2(1/4" o 6.30 mm), con un paso no mayor de 23.00 cm. En los 1.20 m superiores, el paso no puede ser mayor de 7.50 cm y la cuantía volumétrica debe cumplir con  $\rho=0.01$  a  $0.06$  del área bruta de la sección. El refuerzo en espiral puede ser substituido por estribos, que tengan la misma cuantía volumétrica de la espiral.

- Pilotes de concreto prefabricado

El refuerzo en espiral, en pilotes prefabricados, de concreto, incluyendo los pilotes preesforzados, debe ser de un diámetro de barra que no sea menor de No. 3(3/8" o 9.50 mm), con un paso no mayor de 23.00 cm. En los 1.20 m superiores, el paso no puede ser mayor de 7.50 cm y la cuantía volumétrica debe cumplir con  $\rho=0.01$  a 0.06 del área bruta de la sección. El refuerzo en espiral puede ser substituido por estribos, que tengan la misma cuantía volumétrica de la espiral.

#### **2.04.5 Categoría de comportamiento sísmico D**

En los ítems siguientes se dan los requisitos para el diseño sismo resistente de las fundaciones de puentes pertenecientes a la categoría de comportamiento sísmico D.

##### **Investigación**

Además de los requisitos de los ítems 2.04.3 y 2.04.4, la investigación geotécnica debe evaluar la influencia de la sollicitación sísmica cíclica en las características de deformación y resistencia de los suelos de fundación. Debe prestarse especial atención a la degradación progresiva de las características de deformación y resistencia de suelos consistentes en arenas saturadas y arcillas blandas. Deben realizarse estudios más profundos acerca de la estabilidad de taludes y asentamiento de los estribos a raíz de la ocurrencia de un sismo.

### **2.05 Requisitos Sísmicos para Concreto Reforzado**

#### **2.05.1 Generalidades**

El diseño y construcción de elementos monolíticos de concreto reforzado, vaceados in-situ, tales como columnas, zapatas, pilas y conexiones, debe cumplir con los requisitos que se indican. Puede utilizarse el diseño por el método de los esfuerzos de trabajo o el diseño por el método de los coeficientes de carga y resistencia. En el método de diseño por esfuerzos de trabajo se permite un incremento en los esfuerzos admisibles del 33.3%, para las combinaciones de carga que incluyan efectos sísmicos. Debe advertirse que la utilización del método de esfuerzos de trabajo en el diseño de puentes que pertenezcan a las categorías de

comportamiento sísmico C y D conduce a diseños conservadores y probablemente antieconómicos debido a que se requiere la utilización de las fuerzas sísmicas elásticas en el diseño de la mayoría de los componentes.

### **2.05.2 Categoría de comportamiento sísmico A**

No hay necesidad de considerar fuerzas sísmicas en el diseño de puentes de esta categoría de comportamiento sísmico, exceptuando las conexiones de la superestructura con la subestructura.

### **2.05.3 Categoría de comportamiento sísmico B**

En los puentes pertenecientes a la categoría de comportamiento sísmico B, el refuerzo transversal mínimo en los extremos, superior e inferior, de las columnas, debe ser el requerido por el ítem 2.05.4.1 (d). El espaciamiento del refuerzo transversal debe ser el prescrito por el ítem A2.05.4.1 (e), con la excepción de que se permite aumentar el máximo espaciamiento a 15.00 cm.

### **2.05.4 Categoría de comportamiento sísmico C y D**

Los puentes clasificados en las categorías de comportamiento sísmico C y D deben cumplir los requisitos de los ítems 2.05.4.1 a 2.05.4.4.

#### **2.05.4.1 Requisitos para columnas**

Para efectos de los requisitos de la presente sección, un apoyo vertical se considerará que es una columna, si la relación de la longitud vertical libre a la máxima dimensión horizontal de la sección es mayor o igual a 2.5. Cuando la columna tenga sección variable, la máxima dimensión horizontal de la sección debe tomarse en el lugar donde la columna tenga su sección más pequeña. Aquellos apoyos con una relación menor de 2.5, deben cumplir requisitos dados para pilares en el ítem 2.05.4.4. Para columnas se deben cumplir los requisitos del presente ítem. Debe tomarse en cuenta que un pilar puede diseñarse como pilar en la dirección fuerte y como columna en la dirección débil.

a) Refuerzo vertical.- La cuantía,  $p$ , del refuerzo vertical no debe ser menor de 0.01 ni mayor de 0.06 veces el área bruta de la sección,  $A_g$ . Cuando la sección de la columna, por razones arquitectónicas, sea mayor de lo necesario para efectos de resistencia puede utilizarse un área efectiva de sección más pequeña

para efectos de cumplir el requisito de cuantía mínima, pero el área efectiva reducida no puede ser menor que aquella que requiere una cuantía de refuerzo longitudinal del uno por ciento para resistir las cargas.

- b) Resistencia a la flexión.- La resistencia biaxial a flexión de la columna no puede ser menor que la que se requiere para resistir los momentos flectores. El diseño de la columna debe verificarse para las fuerzas axiales, máxima y mínima.

Los coeficientes de reducción de resistencia,  $\phi$ , tanto para columnas con refuerzo en espiral como para columnas con estribos, deben modificarse de la siguiente manera; un valor de  $\phi = 0.50$  cuando los esfuerzos, provenientes de las cargas mayoradas, debidos a la máxima fuerza axial son mayores de  $0.20 f'_c$  y cuando el valor del esfuerzo debido a la máxima carga axial está entre  $0.20 f'_c$  y cero, el valor de  $\phi$  puede aumentarse linealmente de 0.60 hasta el valor de  $\phi = 0.90$  para flexión.

En el diseño de la columna debe tomarse en cuenta la magnificación de los momentos por efectos de esbeltez.

- c) Refuerzo transversal para cortante.- En los extremos, superior e inferior, de las columnas deben cumplirse, adicionalmente a lo requerido lo siguiente:
- En los extremos de la columna, la fuerza cortante tomada por el concreto,  $V_c$ , debe suponerse igual a cero, a menos que el esfuerzo de compresión, calculado sobre el área bruta de la sección, producido por la fuerza axial exceda  $0.10 f'_c$ .
  - Cuando el esfuerzo promedio de compresión en la columna excede  $0.10 f'_c$  el valor de  $V_c$  debe calcularse siguiendo los requisitos de la Sección 6 del AASHTO-96.
  - Los extremos de las columnas corresponden a las zonas comprendidas entre la parte inferior de las vigas o de la viga cabezal del pórtico, en la parte superior, y la parte superior de la fundación en el extremo inferior, y un punto localizado a una distancia que no puede ser menor de la máxima dimensión de la sección de la columna, un sexto de la longitud libre de la misma ó 45 cm.

- Cuando se trate de una viga cabezal sobre pilotes, la zona que debe considerarse en el pilote corresponde la misma zona definida en la parte superior para columnas, y en la parte inferior a la región comprendida entre un punto localizado a una distancia de un diámetro de pilote o 45 cm., la mayor, por encima del nivel donde existe suelo, y un punto localizado a tres diámetros de pilote por debajo del sitio donde el pilote se considera empotrado.
- d) Refuerzo transversal de confinamiento en las zonas de formación de articulaciones plásticas.- El núcleo de las columnas y de los pilotes de vigas cabezal sobre pilotes, debe confinarse por medio de refuerzo transversal de confinamiento, en las zonas donde se puedan presentar articulaciones plásticas, las cuales generalmente están localizadas en la parte superior e inferior de las columnas y pilotes. El refuerzo transversal de confinamiento debe tener una resistencia nominal a la fluencia,  $f_{yh}$ , menor o igual al del refuerzo longitudinal y su localización y espaciamiento máximo se rige por lo prescrito en el ítem (e) del presente.

La cuantía volumétrica de refuerzo en espiral,  $\rho_s$ , para una columna de sección circular, debe ser la mayor que se obtenga de la aplicación de los requisitos del AASHTO-96 capítulo 8 o de las ecuaciones:

$$\rho_s = 0.45 \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_{yh}}$$

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}}$$

El área brutal total,  $A_{sh}$ , de refuerzo transversal en forma de estribos rectangulares de confinamiento, que se coloca en las columnas de sección rectangular, debe ser la mayor que se obtenga de aplicar las ecuaciones:

Donde:

$$A_{sh} = 0.30 a h_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.12 a h_c \frac{f'_c}{f_{yh}}$$

$a$  = espaciamiento vertical de los estribos de confinamiento en cm, con un máximo de 10 cm.

$A_c$  = área del núcleo de la columna, en  $cm^2$

- $A_g$  = área bruta de la sección de la columna en  $\text{cm}^2$
- $A_{sh}$  = área total de refuerzo transversal, en  $\text{cm}^2$ , incluyendo ganchos suplementarios, que tiene un espaciamiento  $a$  medido en  $\text{cm}$  y que atraviesa una sección vertical de núcleo de dimensión  $h_c$ . Esta área debe calcularse en las dos direcciones principales de la sección de la columna.
- $f'_c$  = resistencia nominal a la compresión del concreto medida a los 28 días, en  $\text{kgf/cm}^2$
- $f_{yh}$  = resistencia nominal a la fluencia del refuerzo de estribo o de espiral, en  $\text{kgf/cm}^2$
- $h_c$  = dimensión del núcleo de columnas armadas con estribos de confinamiento, en la dirección bajo consideración, en  $\text{cm}$ .
- $\rho_s$  = relación entre el volumen de refuerzo en espiral y el volumen del núcleo de concreto de la columna, medido hasta la parte exterior de la espiral.

El refuerzo transversal de estribos de confinamiento puede consistir en estribos sencillos o múltiples. Pueden utilizarse ganchos suplementarios que tengan el mismo diámetro de barra que el estribo rectangular. Los extremos de los ganchos suplementarios deben abrazar una barra longitudinal. Los estribos y ganchos suplementarios deben tener en sus extremos ganchos de no menos de  $135^\circ$  con extensión recta de 6 diámetros de barra, pero no menos de 7.5  $\text{cm}$ .

- e) Espaciamiento del refuerzo transversal de confinamiento.- El refuerzo transversal de confinamiento debe cumplir los siguientes requisitos:
- 1) Debe colocarse refuerzo transversal de confinamiento en la parte inferior y superior de las columnas, por una distancia no menor de la máxima dimensión de la sección de la columna, un sexto de la longitud libre de la columna, 0.45  $\text{cm}$ . El refuerzo transversal de confinamiento debe colocarse dentro de la conexión de acuerdo con los requisitos del ítem 2.05.3.
  - 2) Debe colocarse refuerzo transversal de confinamiento en la parte superior de los pilotes que pertenezcan a vigas cabezales sobre pilotes en la misma forma y cantidad que se especifica para columnas. En los pilotes que pertenezcan a vigas cabezales sobre pilotes deben colocarse estribos de



confinamiento en una zona localizada entre un punto localizado a tres diámetros de pilote, pero no menos de 45 cm, por encima del nivel donde existe suelo, y un punto localizado a tres diámetros de pilote por debajo del sitio donde el pilote se considera empotrado.

- 3) El espaciamiento máximo del refuerzo transversal de confinamiento en las regiones indicadas en los anteriores ítems del presente ordinal, no debe ser mayor que el menor de la dimensión mínima de la sección del elemento ó 10.00 cm.
  - 4) No se permiten los empalmes por traslape del refuerzo en espiral dentro de las regiones especificadas en los 2 primeros ítems del presente ordinal. Los empalmes del refuerzo en espiral dentro de las regiones mencionadas deben realizarse por medio de empalmes soldados traslapados que provean resistencia total.
- f) Empalmes del refuerzo longitudinal.- Los empalmes del refuerzo longitudinal deben cumplir los requisitos de diseño, además de los requisitos del presente ítem. Sólo se permiten empalmes por traslape dentro de la mitad central de la longitud de la columna. La longitud del traslape no debe ser menor de 60 diámetros de barra ni 40.00 cm, lo que sea mayor.

Ese espaciamiento máximo del refuerzo transversal en la zona del empalme por traslape no debe exceder el menor de 10.00 cm. o un cuarto de la mínima dimensión e la sección de la columna.

#### **2.05.4.2 Requisitos para pilares**

Los requisitos del presente ítem son aplicables al diseño de la dirección fuerte de la pila. La dirección débil de la pila debe diseñarse siguiendo los requisitos de columna presentados en el ítem 2.05.4.1, pero el coeficiente de reducción de resistencia,  $R$ , que debe utilizarse para el diseño de la pila en la dirección débil, debe ser el correspondiente a columnas. Si la pila no se diseña en la dirección débil siguiendo los requisitos de columna, deben cumplirse, en esa dirección, todos los requisitos para diseño a esfuerzos cortantes del presente ítem.

La cuantía mínima de refuerzo, tanto horizontal,  $\rho_h$ , como vertical  $\rho_n$ , en cualquier pila, no debe ser menor de 0.0025. El espaciameinto del refuerzo, tanto horizontal como verticalmente, no debe ser mayor de 45 cm. El refuerzo para esfuerzos cortantes debe ser continuo y debe distribuirse uniformemente.

$\rho_h$  = relación entre el área de refuerzo horizontal para cortante y el área vertical de la sección bruta de la pila.

$\rho_n$  = relación entre el área de refuerzo vertical para cortante y el área horizontal de la sección bruta de la pila.

La resistencia a los esfuerzos cortantes  $V_n$ , de la pila debe determinarse por medio de la siguiente ecuación:

$$V_n = (0.53\sqrt{f'_c} + \rho_h f_y) b_w d$$

Pero no debe exceder:

$$2\sqrt{f'_c} b_w d$$

Deben utilizarse dos cortinas de refuerzo y las cuantías de refuerzo horizontal,  $\rho_h$ , y vertical,  $\rho_n$ , deben ser iguales. El refuerzo requerido para esfuerzos cortantes debe distribuirse uniformemente. Los empalmes del refuerzo horizontal de la pila deben escalonarse y los empalmes en las dos cortinas no deben ocurrir en el mismo sitio.

#### 2.05.4.3 Conexiones de las columnas

El presente ítem denomina conexión de la columna, la extensión vertical del área de la columna dentro del elemento al cual se une.

La longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal de la columna debe ser la que se obtiene al utilizar los requisitos del AASHTO-96, Capítulo 8, pero calculados utilizando una resistencia nominal a la fluencia del acero igual a  $1.25f_y$ .

El refuerzo transversal de la columna que requiere el ordinal (d) del ítem 2.05.4.1 debe continuarse dentro del elemento al cual se une por una distancia no menor

que la máxima dimensión de la sección e la columna, o 40 cm, la mayor de las dos.

El esfuerzo cortante dentro del nudo de un pórtico, en la dirección bajo consideración no debe exceder  $3\sqrt{f_c}$ .

#### **2.05.4.4 Juntas de construcción en pilares y columnas**

Las juntas de construcción en pilas y columnas que forman parte del sistema de resistencia sísmica deben diseñarse y construirse para que puedan resistir las fuerzas de diseño en el sitio de la junta.

Cuando el cortante sea resistido en la junta de construcción únicamente por efecto de espigo el refuerzo longitudinal y fricción en la superficie rugosa de la junta, la fuerza cortante total que se presenta a través de la junta no debe exceder  $V_j$ , el cual se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$V_j = \phi(A_{vf}f_y + 0.75P_n)$$

donde  $A_{vf}$  es el área total de refuerzo vertical, incluyendo aquel colocado para flexión,  $P_n$  es la fuerza axial mínima.

Las superficies de todas las juntas de construcción en los elementos que resistan fuerzas sísmicas deben limpiarse y conformarse de tal manera que sean rugosas.

## DEFINICIONES

**Acelograma.**- Descripción en el tiempo de las aceleraciones a que se ve sometido el terreno durante la ocurrencia de un sismo real.

**Amortiguamiento.**- Pérdida de energía en un movimiento ondulatorio.

**Amplificación de la onda sísmica.**- Aumento en la amplitud de las ondas sísmicas producido por su paso desde la roca hasta la superficie del terreno a través de los estratos de suelo.

**Análisis dinámico.**- Procedimiento matemático por medio del cual se resuelven las ecuaciones de equilibrio dinámico con el fin de obtener las deformaciones y esfuerzos de la estructura al ser sometida a una excitación que varía en el tiempo.

**Análisis espectral.**- Tipo de análisis dinámico modal en el cual la respuesta dinámica máxima de cada modo se obtiene utilizando la ordenada del espectro correspondiente al periodo de vibración del modo.

**Análisis modal.**- Procedimiento de análisis dinámico por medio del cual la respuesta dinámica de la estructura se obtiene como la superposición de las respuestas de los diferentes modos, o formas, de vibración.

**Coefficiente de aceleración – A.**- Es el parámetro que permite determinar el espectro de diseño.

**Coefficiente de modificación de respuesta, R.**- Coeficiente que se prescribe para cada sistema estructural de resistencia sísmica, cuyo valor depende del tipo de sistema estructural y de las características de ductilidad propias del material estructural que se utiliza en el sistema. Es una medida de la ductilidad general del sistema de resistencia sísmica.

**Elemento o miembro estructural.**- Componente del sistema estructural del puente.

**Espectro.-** Es la colección de valores máximos, ya sea de aceleración, velocidad o desplazamiento, que tienen los sistemas amortiguados de un grado de libertad durante un sismo.

**Falla geológica.-** Ruptura, o zona de ruptura, en la roca de la corteza terrestre cuyos lados han tenido movimientos paralelos al plano de ruptura.

**Falla geológica activa.-** Falla geológica que se considera que es capaz de producir movimientos sísmicos.

**Fuerzas sísmicas.-** Son los efectos inerciales causados por la aceleración del sismo, expresados como fuerzas para ser utilizadas en el análisis y diseño de la estructura.

**Grupo de importancia.-** Clasificación de los puentes según su importancia.

**Ingeniero geotecnista.-** Es el ingeniero civil, bajo cuya responsabilidad se realizan los estudios geotécnicos o de suelo, por medio de los cuales se fijan los parámetros de diseño de la cimentación, los efectos de amplificación de la onda sísmica causados por el tipo y estratificación del suelo subyacente al puente.

**Licuación.-** Respuesta de los suelos sometidos a vibraciones, en la cual éstos se comportan como un fluido denso y no como una masa de suelo húmeda.

**Modo de vibración.-** Es el patrón fijo de respuesta dinámica de una estructura cuando ésta se ve sometida a una vibración que tiene un periodo de vibración igual al correspondiente al mismo modo de vibración.

**Movimientos sísmicos de diseño.-** Es una caracterización de los movimientos del terreno que se espera que se produzca en el sitio donde se encuentra localizado el puente, a raíz de la ocurrencia del sismo de diseño.

**Perfil de suelo.-** Son los diferentes estratos de suelo subyacente bajo el sitio del puente.

**Periodo de vibración, T.-** Es el lapso de tiempo que transcurre en un movimiento armónico ondulatorio, o vibratorio, para que éste se repita.

**Probabilidad.-** Es el número de casos que realmente ocurren, dividido por el número total de casos posibles.

**Sismo.-** Vibraciones de la corteza terrestre inducidas por el paso de ondas sísmicas provenientes de un lugar o zona donde han ocurrido movimientos súbitos de la corteza terrestre.

**Sismo de diseño.-** Es un sismo de cuyos efectos en el lugar de interés tienen una probabilidad de solo diez por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años.

**Sistema de resistencia sísmica.-** Es aquella parte de la estructura que según el diseño aporta la resistencia requerida para soportar los movimientos sísmicos de diseño.

**Temblor, terremoto.-** Véase sismo.

**Velocidad de la onda de cortante.-** Es la velocidad con que se desplaza la onda sísmica de cortante dentro de un suelo.

## 3.0. CIMENTACIONES

### 3.01. Cimentaciones y Capacidad de Soporte en cimentaciones

#### Introducción

Se debe tener en cuenta ciertas consideraciones para las cimentaciones en puentes:

- Las cimentaciones como mínimo se deben ubicar a 1.00 m. de profundidad.  
Se define como cimentaciones superficiales aquellas que tienen la relación  $D_f / B \geq 5$ , siendo  $D_f$  la profundidad de desplante y  $B$  el ancho e la zapata o diámetro de ésta. Las cimentaciones que no cumplen con éstas condiciones y transmiten las cargas a capas del suelo mediante pilotes o caissons, se denominan cimentaciones profundas.
- La profundidad de exploración para las cimentaciones superficiales por lo menos debe llevarse a  $2B$  por debajo de la cota de fundación prevista si  $L > 5B$ .
- En cimentaciones profundas la profundidad mínima debe ser 6.00 m. abajo de la punta del pilote.

Se debe ejecutar un mínimo de un sondeo para cada unidad de subestructura con una distancia máxima de 30.00 a 50.00 m.

La socavación o erosión debe ser determinada mediante estudios hidráulicos y de exploración de suelo, puede consultarse el art. 1.3.2. del Código AASHTO y la Metodología de la FNWA (1988.)

Las cimentaciones superficiales fundadas en suelo deben ser diseñadas de tal forma que resistan las cargas de diseño tanto como adecuada capacidad de soporte como estructural y con asentamientos tolerables según los diseños geotécnicos de cimentaciones en suelo y diseño de estructuras. Adicionalmente, la capacidad de cimentaciones sujetas a sismo y a

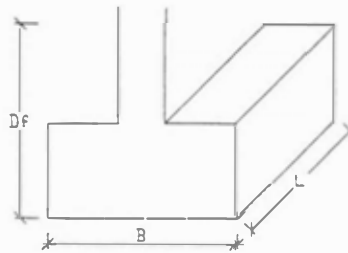
cargas dinámicas deben ser evaluadas de acuerdo a la capacidad de soporte de suelos granulares y el diseño dinámico y sísmico

En el diseño se debe verificar que la resultante (**R**) de la presión sobre la base de la cimentación se localice dentro de  $B/6$  del centro de la cimentación.

### 3.01.1 Capacidad de soporte

La capacidad de soporte (para falla por corte general) se puede estimar usando la siguiente formulación aplicable a cimentaciones continuas ( $L$  mayor de  $5B$ ):

$$q_{ult} = cN_c + 0.5\gamma BN + qN_q \quad (3.1)$$



La capacidad de soporte admisible se determina de la siguiente forma:

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS} \quad (3.2)$$

$FS = 2$  a  $3$  recomendado

En el Cuadro 3.1 se presentan los valores de  $N_c$ ,  $N_\gamma$  y  $N_q$

En caso de que se prevea la falla de corte por punzonamiento, el valor que  $q_{ult}$  puede determinarse utilizando parámetros  $c^*$  y  $\phi^*$  reducidos de la siguiente forma:

$$c^* = 0.67c$$

$$\phi^* = \text{Arco tangente } (0.67\tan\phi) = \tan^{-1}(0.67\tan\phi)$$

Para determinar los factores de capacidad de soporte en condiciones drenadas de carga se deben utilizar parámetros de **resistencia drenada** y métodos de análisis bajo esfuerzos efectivos. Adicionalmente, para **suelos cohesivos** la capacidad de soporte se debe verificar para condiciones **no drenadas** utilizando los factores de capacidad de carga basados en parámetros de resistencia al corte no drenado.



Cuadro3.1

Factores de capacidad de Carga							
e	Nc	Nq	Ny	e	Nc	Nq	Ny
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.41
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88	-	-	-	-

### 3.01.2 Factores que afectan la capacidad de soporte

Para tener en cuenta los efectos sobre la capacidad de carga por la forma de la cimentación y la inclinación tanto de la superficie de fundición como de la base de la cimentación y de la carga, se utiliza la siguiente formulación modificada de capacidad de soporte:

$$q_{ult} = cN_c S_c b_c i_c + 0.5\gamma B N_\gamma S_\gamma b_\gamma i_\gamma + q N_q S_q b_q i_q \quad (3.3)$$

$S_c, S_\gamma, S_q$  = Factores de forma de cimentación

$b_c, \gamma, b_q$  = Factores de inclinación base suelo

$i_c, i_\gamma, i_q$  = Factores de inclinación de carga

Bajo la condición de cargas excéntricas se deben utilizar dimensiones reducidas de la cimentación.

### 3.01.3 Cargas excéntricas

Para la determinación de la capacidad última de carga de una cimentación sometida a cargas excéntricas con respecto al centroide de la misma, se deben utilizar dimensiones reducidas ( $B'L'$ ) calculadas con las siguientes expresiones:

$$B' = B - 2e_b$$

$e_b$  = excentricidad en b

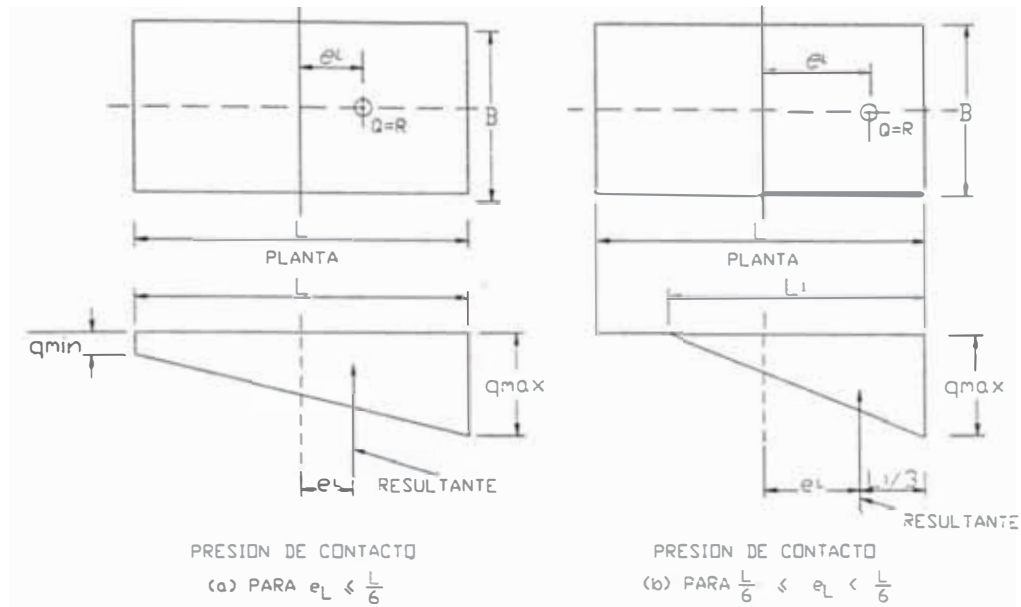
$$L' = L - 2e_L$$

$e_L$  = excentricidad en  $L'$

El área efectiva se determina de la siguiente manera:

$$A' = B'L$$

La distribución de presión de contacto real para una cimentación rígida con carga excéntrica con respecto a un eje, se muestra en la Figura 3.1. Para una excentricidad,  $e_L$ , en la dirección L, las presiones de contacto real máxima y mínima se puede determinar de la siguiente forma:



**Figura 3.1**  
**Presión de contacto en cimentaciones cargadas excéntricamente con respecto a un eje**

Para:

$$e_L < \frac{L}{6}$$

$$q_{\max} = Q \left[ \frac{1 + (6e_L/L)}{BL} \right] \qquad q_{\min} = Q \left[ \frac{1 - (6e_L/L)}{BL} \right]$$

Para:

$$\frac{L}{6} < e_L < \frac{L}{2}$$

$$q_{\max} = \frac{2Q}{3B \left( \frac{L}{2} - e_L \right)}$$

$$q_{\min} = 0$$

$$L_1 = 3 \left( \frac{L}{2} - e_L \right)$$

Para una excentricidad,  $e_B$ , en la dirección B, las presiones de contacto máxima y mínima pueden determinarse utilizando las anteriores ecuaciones pero reemplazando los términos L por B y B por L.

Las cimentaciones en suelo deben ser diseñadas de tal forma que la excentricidad de la carga sea menor que 1/6 de la dimensión de la cimentación en cualquier dirección.

### 3.01.4 Forma de la cimentación

Para cimentaciones no continuas (es decir L menor de 5B) los siguientes factores de forma se deben utilizar en la ecuación 3.3.

$$S_c = 1 + \frac{B}{L} \left( \frac{N_q}{N_c} \right) \quad S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \quad S_q = 1 + \frac{B}{L} \operatorname{tg} \phi$$

Para zapatas circulares tómesese  $B=L$ . Para carga excéntrica los términos L y B deben ser reemplazados por  $L'$  y  $B'$ , respectivamente, en las anteriores ecuaciones.

### 3.01.5 Cargas inclinadas

Para cargas inclinadas se deben utilizar los siguientes factores de inclinación en la ecuación 2.16.

$$i_c = i_c - \left( \frac{1 - i_c}{N_c \operatorname{tg} \phi} \right) \quad \text{para } \phi > 0 \quad i_c = 1 - \left( \frac{nP}{BLcN_c} \right) \quad \text{para } \phi = 0$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{P}{Q + BLc \cot \phi} \right)^n \quad i_\gamma = \left( 1 - \frac{P}{Q + BLc \cot \phi} \right)^{n+1}$$

$$n = \left[ \frac{2 + (L/B)}{1 + (4/B)} \right] \cos^2 \theta + \left[ \frac{2 + (B/L)}{1 + (B/L)} \right] \operatorname{Sen}^2 \theta$$

donde:

P = EFH

Q = EFV

L = longitud zapata

c = cohesión del suelo

$\phi$  = ángulo de fricción interna

$\theta$  = ángulo de la excentricidad, carga con respecto a la horizontal

### 3.01.6 Nivel freático

En la determinación de la capacidad de soporte última debe tenerse en cuenta el nivel más alto de agua freática esperado en el sitio de cimentación. El efecto de agua freática se considera utilizando en la ecuación 3.3 un peso unitario del suelo promedio ponderado. Si  $\phi < 37^\circ$  se pueden utilizar las siguientes ecuaciones para determinar el peso unitario promedio ponderado:

Para  $Z_w \geq B$  use  $\gamma = \gamma_m$  (húmedo)

Para  $Z_w < B$

use :

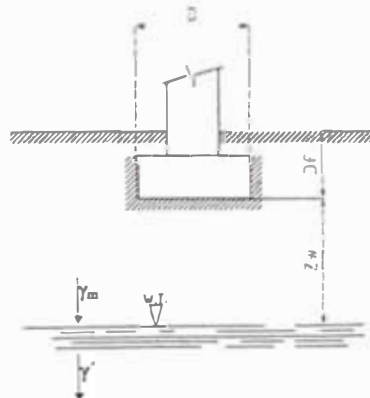
$$\gamma = \gamma' + \frac{Z_w}{B}(\gamma_m - \gamma') \quad \gamma' = \gamma - 1 \text{ (t/m}^3\text{)}$$

Para  $Z_w \leq 0$  use  $\gamma = \gamma'$

En la Figura 3.2 se definen los términos utilizados en las anteriores ecuaciones. Si  $\phi \geq 37^\circ$  las siguientes ecuaciones pueden utilizarse para la determinación del peso unitario promedio ponderado:

$$\gamma = \left[ (2D - Z_w) \left( \frac{Z_w \gamma_m}{D^2} \right) \right] + \left( \frac{\gamma'}{D^2} \right) (D - Z_w)^2$$

$$D = 0.5B \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$



**Figura 3.2**  
Terminología de la influencia del nivel freático en la capacidad de carga

### 3.01.7 Inclinación de la base de la cimentación

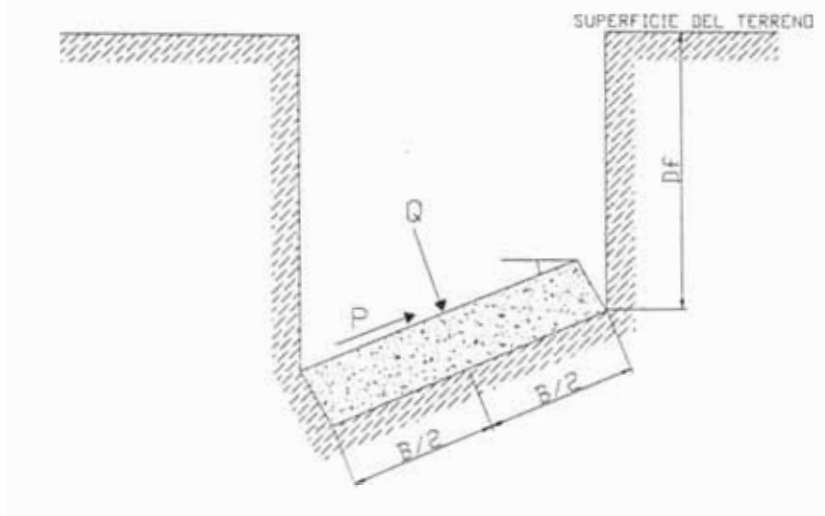
En general no se recomienda utilizar cimentaciones con base inclinada. Donde estas son necesarias, los siguientes factores deben ser aplicados a la ecuación 3.3.

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \phi)^2$$

$$b_c = b_\gamma - \frac{1 - b_\gamma}{N_c \tan \phi} \text{ para } \phi > 0$$

$$b_c = 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2} \text{ para } \phi = 0$$

En la Figura 3.3 se define la terminología de una cimentación con base inclinada.



**Figura 3.3**

#### **Terminología para cimentaciones inclinadas**

Donde este tipo de cimentación se coloque sobre superficies inclinadas, para la determinación de la capacidad de soporte se debe seguir lo indicado en cimentaciones sobre taludes (Ver Aashto).

### 3.01.8 Factores de seguridad

Las cimentaciones superficiales sobre suelo deben diseñarse para cargas correspondientes al Grupo 1 (carga muerta y carga viva incluyendo impacto), usando un factor mínimo de seguridad FS de 3 para falla por capacidad de soporte.

### 3.01.9 Asentamiento

El asentamiento total incluye los asentamientos elásticos y de consolidación primaria y secundaria y puede ser calculado utilizando las siguientes expresiones:

$$S_t = S_e + S_c + S_s$$

$S_t$  = asentamiento total (cm)

$S_e$  = asentamiento elástico (cm)

$S_c$  = asentamiento por consolidación (cm)

$S_s$  = asentamiento por consolidación secundaria (cm)

Los asentamientos elásticos se determinan utilizando la carga muerta no mayorada, mas las componentes, a nivel de la fundación de las cargas vivas y de impacto no mayoradas. Los asentamientos por consolidación primaria y secundaria se pueden determinar utilizando solamente la carga muerta no mayorada.

Cuando sea el caso se deben tener en cuenta otros factores que pueden afectar el asentamiento (cargas de terraplenes, carga lateral y excéntrica y en caso de cimentaciones sobre suelos granulares se debe considerar cargas de vibración debido a carga viva, dinámicas o de sismo). Con respecto a las condiciones de carga estática se puede consultar a Gifford (1987) y en relación con las condiciones de carga dinámica y sísmicas a Lam y Martin (1986).

### 3.01.10 Asentamiento elástico

Los asentamientos elásticos de cimentaciones fundadas en suelos sin cohesión o suelos cohesivos rígidos, se pueden estimar usando la siguiente ecuación:

$$S_e = \frac{[q_o(1-v^2)\sqrt{A}]}{E_s\beta_z}$$

$q_o$  = esfuerzo vertical en la base k/cm<sup>2</sup>

$E_s$  = módulo del suelo k/cm<sup>2</sup>

$V$  = relación de Poisson

$B_z$  = factor tabla

$A$  = área de la cimentación m<sup>2</sup>

En el Cuadro 3.2 se presentan valores aproximados de  $E_s$  y  $v$  para varios tipos de suelo y en el Cuadro 3.3 se presentan valores de  $\beta_z$  para cimentaciones flexibles y rígidas de diferente forma. A menos que  $E_s$  varíe significativamente con la

profundidad, este parámetro debe ser determinado a una profundidad entre 1.5 a 2/3 de B por debajo de la cimentación. Si el valor del módulo varía significativamente con la profundidad, se puede utilizar un valor de  $E_s$ , promedio ponderado (Foundation Analysis and Design, Bowles 1989).

Para estimar los asentamientos elásticos de cimentaciones sobre arena o arcilla se puede consultar a Gifford (1987) o Bowles (1989).

### 3.01.11 Asentamiento por consolidación

Los asentamientos por consolidación de cimentaciones sobre suelos cohesivos saturados se pueden estimar usando la siguiente metodología en función de la relación de vacíos ( $e$ ):

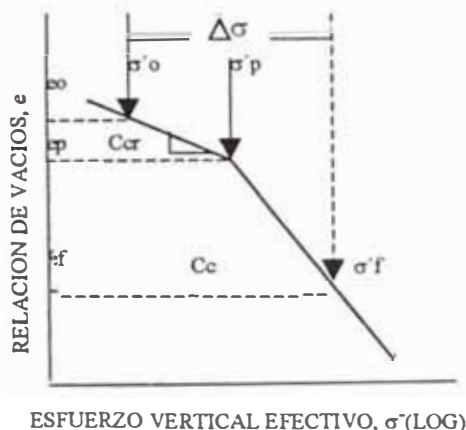
- Para suelos preconsolidados ( $\sigma'_p > \sigma'_o$ ):

$$S_c = \frac{H_c}{1 + e_o} \left[ C_{\alpha} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} + C_c \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right]$$

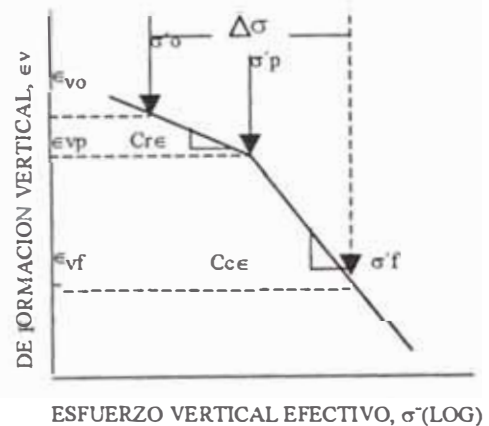
- Para suelos normalmente consolidados ( $\sigma'_p = \sigma'_o$ ):

$$S_c = \frac{H_c}{1 + e_o} C_c \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_p}$$

En la Figura 3.4 se definen los términos utilizados en las ecuaciones anteriores.



**Figura 3.4a.**  
Curva típica de consolidación para suelos preconsolidados-Relación de vacíos Vs. Esfuerzo vertical efectivo (EPRI.1983)



**Figura 3.4b.**  
Curva típica de consolidación para suelos normalmente consolidados-Deformación vertical Vs. Esfuerzo vertical efectivo

Cuadro 3.2

Constantes elásticas de algunos suelos (U.S. Department of the Navy 1982 y Bowles 1982)				
Suelo	Rango típico de valores		E <sub>s</sub> a aproximado f <sub>n</sub> N <sup>(1)</sup>	
	Módulo elástico E <sub>s</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Relación de Poisson v	Suelos con baja cohesión	E <sub>s</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
<b>Arcilla:</b>				
Blanda sensitiva	25 - 150	0.4 - 0.50	Limo, limoarenoso, suelos con baja cohesión	4N <sub>1</sub> <sup>(2)</sup>
Consistencia Media	150 - 500	no drenada		
Muy firme	500 - 1000			
Loess	150 - 600	0.1 - 0.30	Arcilla limpia fina a media, arena poco limosa	7N <sub>1</sub>
Limo	20 - 200	0.3 - 0.35		
<b>Arena Fina:</b>				
Suelta	80 - 120	0.25	Arena gruesa, arena con poca grava	10N <sub>1</sub>
Densidad Media	120 - 200			
Densa	200 - 300			
<b>Arena:</b>				
Suelta	100 - 300	0.2 - 0.35	E <sub>s</sub> aproximado a partir de s <sub>u</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) <sup>(3)</sup>	
Densidad Media	300 - 500	0.3 - 0.40	Arcilla blanda sensitiva	200S <sub>u</sub> - 500s <sub>u</sub>
Densa	500 - 600			
<b>Grava:</b>				
Suelta	300 - 800	0.2 - 0.35	Arcilla consistencia media a firme	750S <sub>u</sub> - 1200s <sub>u</sub>
Densidad Media	800 - 1000	0.3 - 0.40	Arcilla muy firme	1500S <sub>u</sub> - 2000s <sub>u</sub>
Densa	1000 - 2000			
			E <sub>s</sub> aproximado a partir de q <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) <sup>(4)</sup>	
			Suelos arenosos	2q <sub>c</sub>

- <sup>(1)</sup> N = resistencia del ensayo SPT
- <sup>(2)</sup> N<sub>1</sub> = N corregido por profundidad
- <sup>(3)</sup> s<sub>u</sub> = resistencia no drenada (kg/cm<sup>2</sup>)
- <sup>(4)</sup> q<sub>c</sub> = resistencia penetración del cono (kg/cm<sup>2</sup>)

Cuadro 3.3

Factores elásticos de forma y rigidez  
(EPRI, 1983)β<sub>z</sub>

L/B	FLEXIBLE (Promedio)	RIGIDO
Circular	1.04	1.13
1	1.06	1.08
2	1.09	1.10
3	1.13	1.15
5	1.22	1.24
10	1.41	1.41

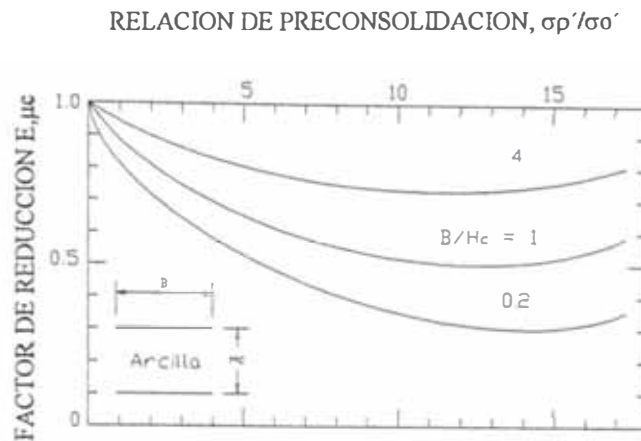
Para tener en cuenta la disminución de esfuerzo con la profundidad por debajo de la cimentación y las variaciones en la compresibilidad del suelo con la profundidad, la capa comprensible se puede dividir en incrementos verticales (de 1.5 m a 3.0 m para cimentaciones con anchos de los normalmente utilizadas en carreteras), para cada uno de los cuales se debe analizar separadamente el asentamiento por consolidación. El valor total de S<sub>c</sub> es la suma del S<sub>c</sub> de cada incremento.



Si el ancho de la cimentación es relativamente pequeño con respecto al espesor del suelo compresible, se debe considerar el efecto de carga en tres dimensiones, para lo cual se puede utilizar la siguiente expresión:

$$S_{c(3-D)} = \mu_c S_{c(1-D)}$$

Los valores de  $\mu_c$  se pueden obtener de la Figura 3.5.



**Figura 3.5**  
**Factor de reducción para asentamiento por consolidación en tres dimensiones**

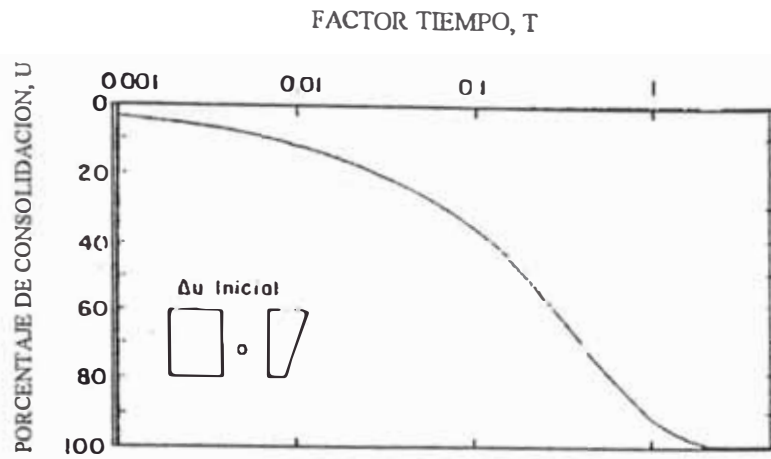
El tiempo ( $t$ ) para alcanzar un determinado porcentaje del asentamiento de consolidación en una dimensión, puede determinarse utilizando la siguiente expresión:

$$t = \frac{TH_d^2}{C_v}$$

$c_v$  = coeficiente de consolidación  $\text{cm}^2/\text{seg}$

= altura máxima, trayectoria de drenaje en un suelo compresible en m.

De la Figura 3.6 se pueden obtener los valores de  $T$  para una distribución constante y lineal de exceso de presión Winterkom y Fang (1975) presentan valores de  $T$  para otras distribuciones de exceso de presión. Valores de  $c_v$  se pueden estimar de los resultados de ensayos de consolidación de laboratorio de muestras de suelos inalteradas o de medidas de campo utilizando implementos tales como el piezoprobe o el piezocono.



**Figura 3.6**  
**Porcentaje de consolidación en**  
**función del factor tiempo, T (EPRI 1983)**

### 3.01.12 Asentamiento secundario

El asentamiento secundario de cimentaciones sobre suelo cohesivo se puede estimar usando la siguiente expresión:

$$S_s = C_{\alpha\alpha} H_c \log \left( \frac{t_2}{t_1} \right) \quad H_c = \text{espesor de la capa compresible m}$$

$T_1$  corresponde al tiempo en que se inicia el asentamiento secundario (tiempo equivalente al 90% del grado promedio de consolidación) y  $t_2$  es el tiempo arbitrario que representaría la vida de servicio de la estructura. Los valores de  $C_{\alpha\alpha}$  pueden estimarse de los resultados de consolidación de muestras inalteradas en el laboratorio.

### 3.01.13 Movimientos admisibles

El criterio sobre movimientos admisibles de cimentaciones debe ser consistente con el funcionamiento y tipo de la estructura, el periodo de servicio anticipado para la misma y las consecuencias de movimientos inaceptables sobre su comportamiento.

Los análisis de desplazamiento de cimentaciones deben basarse en los resultados de ensayos in situ o de laboratorio para caracterizarse el comportamiento carga-deformación de los suelos de fundación. Los análisis de desplazamiento deben ser llevados a cabo para determinar la relación entre la presión de contacto y el

asentamiento estimado para optimizar el tamaño de la cimentación con respecto a las cargas impuestas.

El criterio de movimientos admisibles para cimentaciones, debe tener en cuenta la distorsión angular  $(\delta'/L)^*$  entre cimentaciones adyacentes  $(\delta'/L)$  debe limitarse a 0.005 para puentes de luces simplemente apoyadas y 0.004 para puentes con luces continuas (Moulton, 1985). Estos límites de  $(\delta'/L)$  no son aplicables a estructuras de marco rígido o aporticadas, las cuales deben diseñarse para un asentamiento diferencial basado en los resultados de análisis especiales.

El criterio de desplazamiento horizontal admisible de cimentaciones debe establecerse considerando los efectos potenciales de los movimientos verticales y horizontales. Donde pueda presentarse una combinación de desplazamiento horizontal y vertical, los movimientos horizontales deben limitarse a una pulgada o menos. Cuando los desplazamientos verticales son pequeños, los desplazamientos horizontales deben limitarse a 1.5 pulgadas o menos (Moulton 1985). Si los movimientos estimados o reales exceden estos límites, debe recurrirse a análisis especiales o a medidas conducentes a limitar los movimientos.

### **3.02. Estribos de Concreto Masivo, Ciclópeos, Armados y Contrafuertes**

#### **3.02.1 Consideraciones Generales**

Los estribos ciclópeos, armados, con contrafuerte, tipo celda, pilares y otros, deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones, el diseño de y combinaciones de carga se sujetaran al Cuadro 3.4.

#### **Cargas**

Deben diseñarse para soportar las siguientes cargas: empuje de tierras (ítem 2.05) con sismo (ítem 1.06), incluyendo los debidos a sobrecargas, peso muerto del estribo, cargas verticales muerta y viva transmitida de la superestructura, fuerzas longitudinales y transversales originadas en la superestructura por: efectos

\*  $L$  = Espaciamiento centro a centro entre cimentaciones adyacentes en m.

sísmicos, viento, retracción, temperatura. El diseño debe verificarse para la combinación más desfavorable según Cuadro 3.4.

**Cuadro 3.4**

**Grupos de combinaciones de cargas según el Reglamento Americano (Ashto)**

Col. No.	1	2	3	3A	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
GROUP	$\gamma$	$\beta$ FACTORS													%	
		D	(L+I) <sub>n</sub>	(L+I) <sub>p</sub>	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE		
SERVICE LOAD	I	1.0	1	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	0	0	100
	IA	1.0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
	IB	1.0	1	0	1	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	0	0	**
	II	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	125
	III	1.0	1	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0.3	1	1	0	0	0	125
	IV	1.0	1	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	1	0	0	125
	V	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	140
	VI	1.0	1	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0.3	1	1	1	0	0	140
	VII	1.0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	133
	VIII	1.0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	140
IX	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	150	
X	1.0	1	1	0	0	$\beta_E$	0	0	0	0	0	0	0	0	100	
LOAD FACTOR DESIGN	I	1.3	$\beta_D$	1.67 <sup>a</sup>	0	1.0	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	0	0	
	IA	1.3	$\beta_D$	2.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	IB	1.3	$\beta_D$	0	1	1.0	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	0	0	
	II	1.3	$\beta_D$	0	0	0	$\beta_E$	1	1	1	0	0	0	0	0	
	III	1.3	$\beta_D$	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0.3	1	1	0	0	0	
	IV	1.3	$\beta_D$	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	1	0	0	
	V	1.25	$\beta_D$	0	0	0	$\beta_E$	1	1	1	0	0	1	0	0	
	VI	1.25	$\beta_D$	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0.3	1	1	1	0	0	
	VII	1.3	$\beta_D$	0	0	0	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	1	0	
	VIII	1.3	$\beta_D$	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	0	1	
IX	1.20	$\beta_D$	0	0	0	$\beta_E$	1	1	1	0	0	0	0	1		
X	1.30	1	1.67	0	0	$\beta_E$	0	0	0	0	0	0	0	0		

Alcantarilla

Not Applicable

Alcantarilla

Donde:

N = número del grupo

$\gamma$  = factor de carga

$\beta$  = coeficiente

D = carga muerta

L = sobrecarga viva

I = impacto

E = empuje del suelo

B = subpresión

W = viento sobre la estructura

WL = viento sobre la carga móvil

LF = fuerza longitudinal proveniente de los vehículos (frenado)

CF = fuerza centrífuga de los vehículos

R = acotamiento de la estructura

- S = contracción de fraguado  
 T = temperatura  
 SF = presión de la corriente de agua  
 EQ = sismo

La Tabla anterior, suministra los porcentajes de participación de cada estado individual en las combinaciones que integran todos los grupos.

(\*\*) El porcentaje se define como:

$$\% = \frac{\text{Máximo Esfuerzo Unitario de Operación}}{\text{Esfuerzo Unitario Admisible}} \times 100$$

No se permitirá incrementar los esfuerzos de servicio para elementos o uniones que soporten exclusivamente cargas de viento.

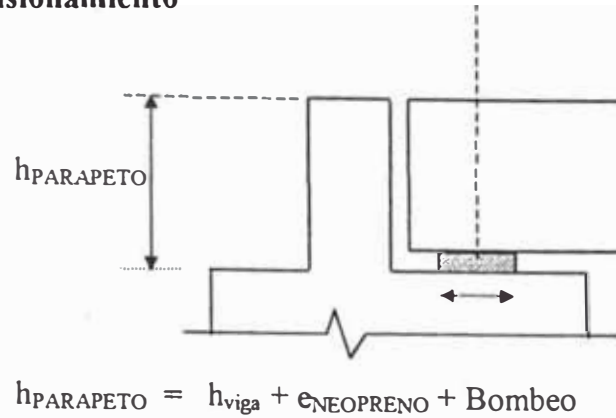
Para el Diseño por Cargas y Resistencias Factoradas:

- (1)  $\beta E = 1.30$  para empujes laterales sobre muros de sostenimiento y pórticos rígidos, excluyendo alcantarillas.
- (2)  $\beta E = 0.50$  para empujes laterales cuando se verifiquen momentos en pórticos rígidos.
- (3)  $\beta E = 1.00$  en presiones verticales
- (4) Para el diseño de columnas, se adoptará:
  - $\beta D = 0.75$  cuando se verifiquen elementos sometidos a mínima carga axial y máximo momento flexionante o máxima excentricidad.
  - $\beta D = 1.00$  cuando se verifiquen elementos sometidos a mínima carga axial y máximo momento flexionante o máxima excentricidad.
- (5)  $\beta D = 1.00$  para elementos flexionados o traccionados.
- (6)  $\beta E = 1.00$  para alcantarillas rígidas
- (7)  $\beta E = 1.50$  para alcantarillas flexibles

### **Estabilidad**

La estabilidad contra volteo debe ser mínimo 2 y contra deslizamiento 1.5 y la carga viga y muerta puede distribuirse en el ancho de la longitud de la junta de dilatación.

### a) Predimensionamiento



El espesor mínimo del parapeto es de 0.20 cm.

La base B varía según la calidad del terreno de cimentación respecto de la altura.

$$B \begin{cases} 0.4 \text{ en terrenos rocosos.} \\ 0.5 \text{ en terrenos conglomerados hasta } 0.45 \\ 0.6 \text{ en terrenos blandos.} \end{cases}$$

### b) Fuerzas principales que actúan en el estribo

Empuje del terreno con o sin sobrecarga

Fuerza de Frenado longitudinal (actúa a 1.83m. de la parte superior del estribo)

Fuerza de la corriente del agua

Sismo en el puente

Subpresión

### c) Estabilidad de estribos de concreto en puentes

- Por deslizamiento Horizontal

El estribo puede deslizarse debido a las fuerzas horizontales, pero la fricción de la cimentación y el empuje pasivo se opone a este movimiento. el coeficiente de deslizamiento varía de acuerdo al grupo del que se está analizando.

$$C_D = \frac{\sum F_V \times C_F}{\sum F_H} \geq 1.5 \quad (3.4)$$

$\Sigma F_V$  = Suma de fuerzas verticales que actúan sobre el estribo, tanto de peso propio como por sobrecarga, empuje de tierras entre otros.

$C_F$  = Coeficiente de fricción entre el bloque de concreto y el suelo de cimentación, ver Cuadro 3.5 de coeficiente de fricción según AASHTO.

$\Sigma F_H$  = Sumatoria de fuerzas horizontales que actúan sobre el estribo, según las diferentes combinaciones de carga.

**Cuadro 3.5**  
**U.S. Department of the Navy (1982)**

<b>Interrelación de Materiales Masa de concreto sobre los siguientes materiales de fundación:</b>	<b>Coeficiente de Fricción : CF</b>
Roca limpia sana	0.7
Grava limpia, grava arenosa, arena gruesa	0.55 a 0.60
Arena media fina, arena gruesa limosa	0.45 a 0.55
Arena fina, limo o arcilla fina a arena media	0.35 a 0.45
Limo arenoso, limo no plástico	0.30 a 0.35

- Por Volteo

Para el volteo de un estribo se tienen en cuenta las acciones de los siguientes momentos

$$C_v = \frac{\sum M_r}{\sum M_v} \geq 2 \quad (3.5)$$

$\Sigma M_R$  – Suma de momentos resistentes por peso propio y otros de la infraestructura que contribuyen a dar estabilidad a la estructura.

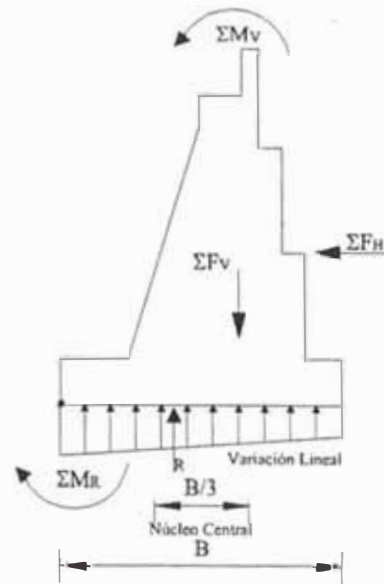
$\Sigma M_V$  = Suma de momentos producidos por las fuerzas horizontales que tratan de voltear la estructura.

- Presiones sobre el suelo

Las presiones que se dan en el suelo surgen como reacción de las cargas aplicadas en la infraestructura de un puente. y se tiene que tener en cuenta las siguientes consideraciones:

. La presión Máxima que ejerce el estribo al suelo no debe ser mayor que la presión admisible del suelo.

- No se permite esfuerzos de tracción en la superficie de contacto.



**Figura 3.8**

- Para evitar los asentamientos diferenciales en la cimentación es deseable que la resultante actúe en el núcleo central de la superficie resistente y durante la excentricidad máxima debe ser menor que  $B/6$ , si la excentricidad es mayor que  $B/6$  se debe redistribuir las presiones.
- Los esfuerzos se determinan por metro lineal o en todo el ancho.

$$\sigma = \frac{\sum F_v}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (3.6)$$

$A$  = Area de la base =  $B \times 100$  Calculo por (calculo por ml.)

- Para el cálculo de estabilidad y presiones se utilizarán las diferentes combinaciones de los grupos de cargas, según el Cuadro 3.4 y para el cálculo de los empujes, se utilizarán los que se indican en el ítem 1.06 y si el análisis es para zona sísmica, se utilizarán las fórmulas de Monobe-Okabe, ítem 2.05.
- De la excentricidad de la resultante dependen la variación de esfuerzos que se tendrá en la base de estructura.

Si  $e = 0$  se tendrá el diagrama uniforme

$$\sigma = \frac{\sum F_v}{A}$$





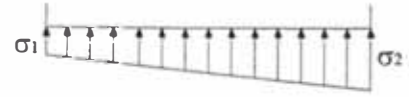
Si  $e = \frac{B}{6}$  se tendrá el diagrama

$$\sigma = \frac{2 \sum F_v}{A}$$

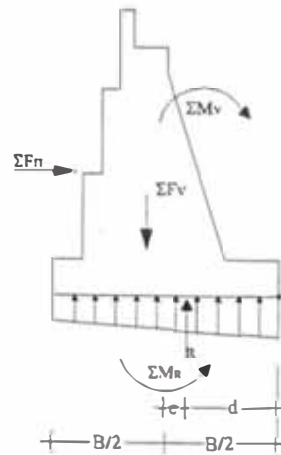


Si  $e \leq \frac{B}{6}$   

$$\sigma = \frac{\sum F_v}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$



Donde:



**Figura 3.9**

$$\sum F_v d = (\sum M_R - \sum M_v)$$

$$d = \left( \frac{\sum M_R - \sum M_v}{\sum F_v} \right)$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

$$e = \frac{B}{2} - \left( \frac{(\sum M_R - \sum M_v)}{\sum F_v} \right)$$

$M = \sum F_v * e$  en función de la carga vertical

Presión por la carga vertical axial y presión producida por el momento resultante.

$$\sigma = \frac{\sum F_v}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

$$\sigma = \frac{\sum F_v}{A} \pm \frac{\sum F_v * e}{I * \frac{B^2}{6}}$$

$$\sigma = \frac{\sum F_v}{A} \pm \sum F_v * \frac{6e}{B^2}$$

Para una sección rectangular de 1.00 m de ancho y alto B

$$Z = \frac{1 \cdot B^2}{6}$$

$$A = 1 \cdot B$$

Por lo tanto:

$$\sigma = \frac{\sum F_v}{B} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (3.7)$$

**d) Diseño**

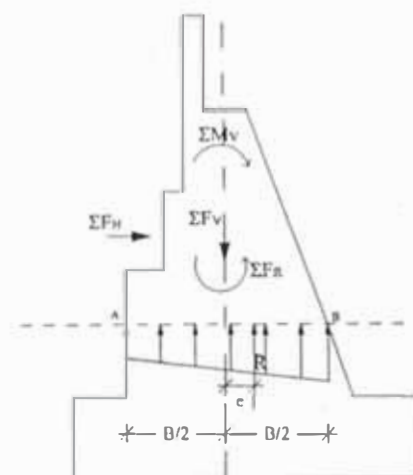
Para el diseño de estribos de concreto ciclópeo se tiene que considerar, lo siguiente:

Que no debe existir tracciones en diferentes secciones y alturas y fundamentalmente en el inicio de la elevación entre la zapata y el cuerpo o no exceda de la compresión admisible, como también en el volado del talón delantero y posterior de la zapata producidos por las presiones del terreno o la tierra.

-  $\sigma_{\max} = \frac{\sum F_v}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) \leq \sigma$  compresion admisible concreto

-  $\sigma_{\min} = \frac{\sum F_v}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right) \geq 0$  ó menor que el esfuerzo de tracción admisible por el concreto

$V = \frac{\sum F_H}{B} \leq v$  permisible corte



**Figura 3.10**

e = excentricidad producida en este nivel

B = ancho de la sección horizontal del muro en estudio. Secc. A-B

$\Sigma F_H$  = suma de fuerzas horizontales hasta el nivel analizado

$\Sigma F_V$  = suma de fuerzas verticales hasta el nivel analizado

$\Sigma M_V$  = suma de momentos de volteo producidos al nivel calculado

$\Sigma M_R$  = suma de momentos resultantes producidos al nivel calculado

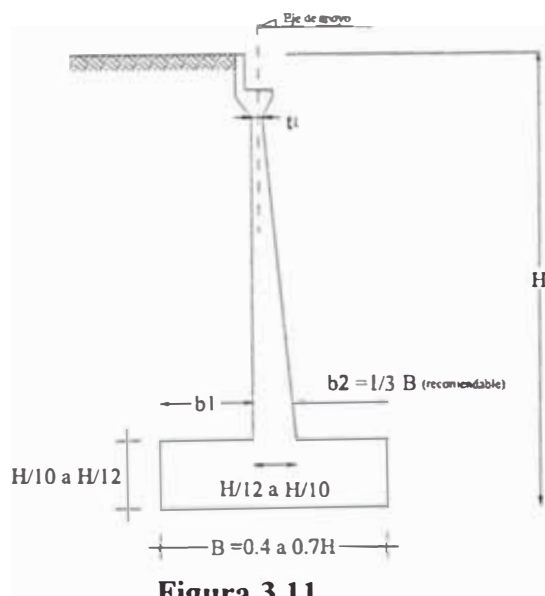
Nota: Se debe utilizar las fórmulas deducidas en la ecuación (3.4) pero aplicado hasta el nivel analizado sección A-B

### 3.02.3 Estribos en Voladizo de Concreto Armado

Los estribos de concreto armado se usan cuando las alturas están entre 4 a 10 m de altura o cuando el terreno no es de buena resistencia, o también cuando económicamente sea más caro que el estribo de gravedad, también se usa también cuando la presencia de agregados es escaso y el transporte es muy caro por km..

Los estribos en voladizo son siempre de concreto armado pues los esfuerzos a los cuales están sometidos no pueden ser resistidos por el concreto simple.

La verificación de la estabilidad es el segundo paso en el diseño. El peso en estos tipos de estribos es menor que los estribos de concreto ciclópeo, por lo que se aumenta la longitud de la base para aumentar el peso del relleno y que la estabilidad no sea crítica, en caso de que no sea estable al deslizamiento se colocan llaves contra el suelo.



**Figura 3.11**

**a) Predimensionamiento****- Parapeto**

Se dimensiona al igual en el estribo de gravedad.

**- Pantalla**

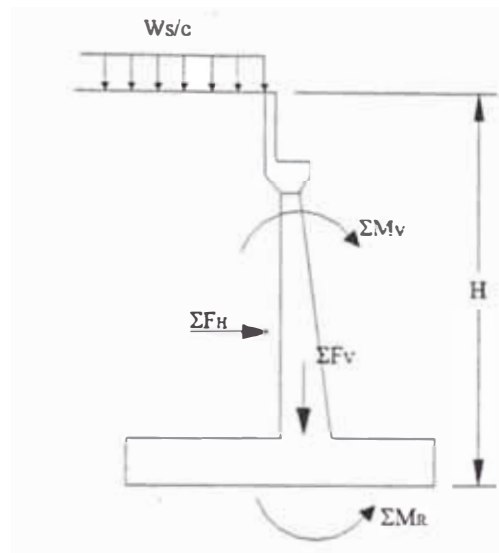
. El espesor mínimo en la parte superior de la pantalla tiene que ser de 30cm (t1).

. El espesor en la base de la pantalla varía de 1/12 a 1/10 de la altura total.

**- Zapata**

. El espesor mínimo es de 40cm.

. Se dimensiona de 1/12 a 1/10 de la altura total.

**b) Fuerzas que actúan en el estribo**

**Figura 3.12**

Principalmente actúan en un estribo.

Empuje del terreno (ítem 1.06, y 2.05 empuje con sismo).

Fuerza de Frenado longitudinal (actúa a 1.83m. de la parte superior del estribo).

Fuerza de la corriente del agua.

Sismo en el puente.

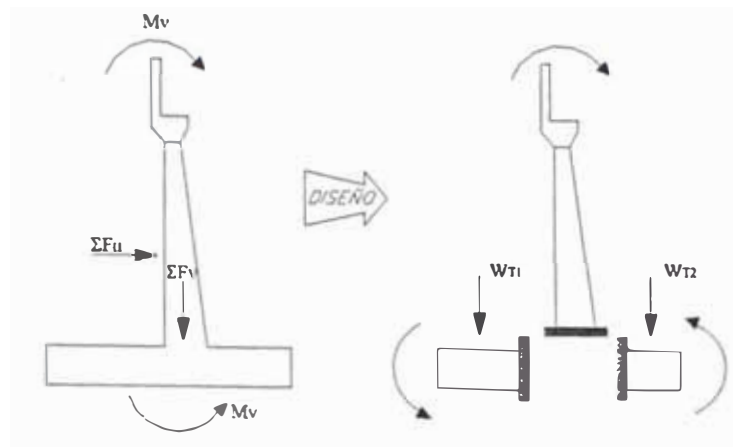
Subpresión.

**c) Estabilidad de estribos en voladizo de concreto en puentes**

Las fuerzas que actúan para la estabilidad de un estribo en voladizo son iguales a la del estribo de gravedad ecuación 3.4, 3.5, 3.6 y 3.7.

#### d) Diseño

Definidas las dimensiones de la estructura, se diseña la armadura por flexión. Para ello, la pantalla vertical, y los talones posterior y delantero se consideran como volados empotrados.



**Figura 3.13**

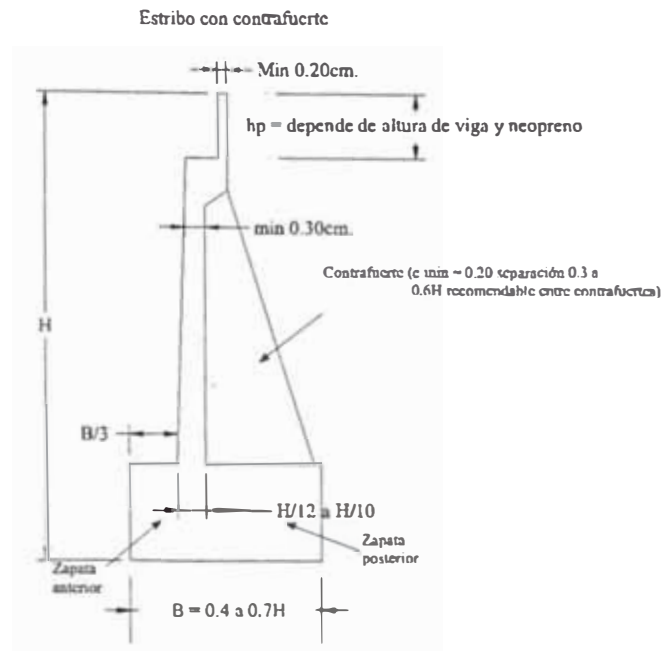
Sobre la pantalla vertical actúan la suma de todas las fuerzas horizontales hasta ese nivel y según la combinación de carga analizado y se determina el refuerzo principal vertical. en la cara opuesta el acero vertical debe de ser mínimo suficiente para sostener las varillas horizontales durante el armado como acero horizontal es recomendable colocar una cuantía mínima de 0.0020 a 0.0025 repartida en ambos caras, un análisis más detallado puede realizarse considerando al voladizo como una losa empotrada, también en la unión de las alas para determinar el acero horizontal si se analiza la estructura trabajando en 2 sentidos.

Para el diseño del concreto armado se debe tener en cuenta el Capítulo 8 del AASHTO-96 y el Capítulo de Comportamiento Sísmico del presente trabajo.

El talón anterior se diseña para resistir la reacción del suelo, el refuerzo se coloca en la cara inferior, se verifica el corte a una distancia  $d$  de la cara del apoyo, tanto en el talón posterior como en el delantero, se coloca refuerzo de temperatura perpendicular a la armadura principal similar al empleado en losas, el talón posterior debe analizarse teniendo en cuenta el sentido del momento, para determinar la ubicación de la armadura.

### 3.02.4 Estribos con contrafuertes de Concreto Armado.-

Los estribos con contrafuertes son muy similares a los estribos en cantiliver, sin embargo, los contrafuertes modifican completamente el comportamiento de la pantalla vertical y del talón posterior, estos ya no trabajan como volados sino que trabajan como losas apoyadas en tres lados.



#### a) Predimensionamiento

##### - Parapeto

. Se dimensiona al igual en el estribo de gravedad.

##### - Contrafuertes

. Se recomienda tener una separación entre contrafuertes entre 0.3 hasta 0.6 de la altura total.

. El espesor mínimo del contrafuerte es de 20 cm.

##### - Pantalla

. El espesor mínimo en la pantalla tiene que ser de 30cm ( $t_1$ ).

##### - Zapata

. El espesor mínimo es de 40cm ó  $H/12$  a  $H/10$

#### b) Fuerzas principales que actúan en el estribo

Empuje del terreno con o sin sobrecargas.

Fuerza de Frenado longitudinal (actúa a 1.83m. de la parte superior del estribo)

Fuerza de la corriente del agua

Sismo en el puente.

Subpresión.

Ver combinaciones de carga del Cuadro 3.4

### c) Estabilidad de estribos con contrafuertes de concreto en puentes

Para el cálculo de estabilidad del estribo con contrafuertes se toma como modelo el estribo en voladizo debido a que las secciones son similares, ver ecuaciones 3.4, 3.5, 3.6 y 3.7.

### e) Diseño

La verificación de estabilidad de esta clase de estribo es similar al del estribo en voladizo.

El diseño de los estribos con contrafuerte se diseñan como un muro típico con contrafuerte, donde sólo se debe tener en cuenta que actúan fuerzas adicionales al empuje de tierra que también producen momentos de volteo.

#### - El talón delantero

Se diseña con los mismos criterios que el estribo en voladizo.

#### - El talón posterior

Se diseña como una losa continua apoyada en los contrafuertes en un metro de ancho ó como losa empotrada en 3 bordes.

#### - Pantalla vertical

La pantalla vertical del estribo tiene armadura principal horizontal debido a que se diseña como una losa apoyada en los contrafuertes, sometida al empuje del relleno. Puesto que el empuje va variando con la altura, se deben analizar varias secciones para distribuir el refuerzo requerido en cada nivel, sin embargo, también puede ser diseñado como una losa empotrada en los contrafuertes y en la zapata y se puede utilizar los valores aproximados de los momentos según su diseño.

Diseño de Contrafuertes por flexión

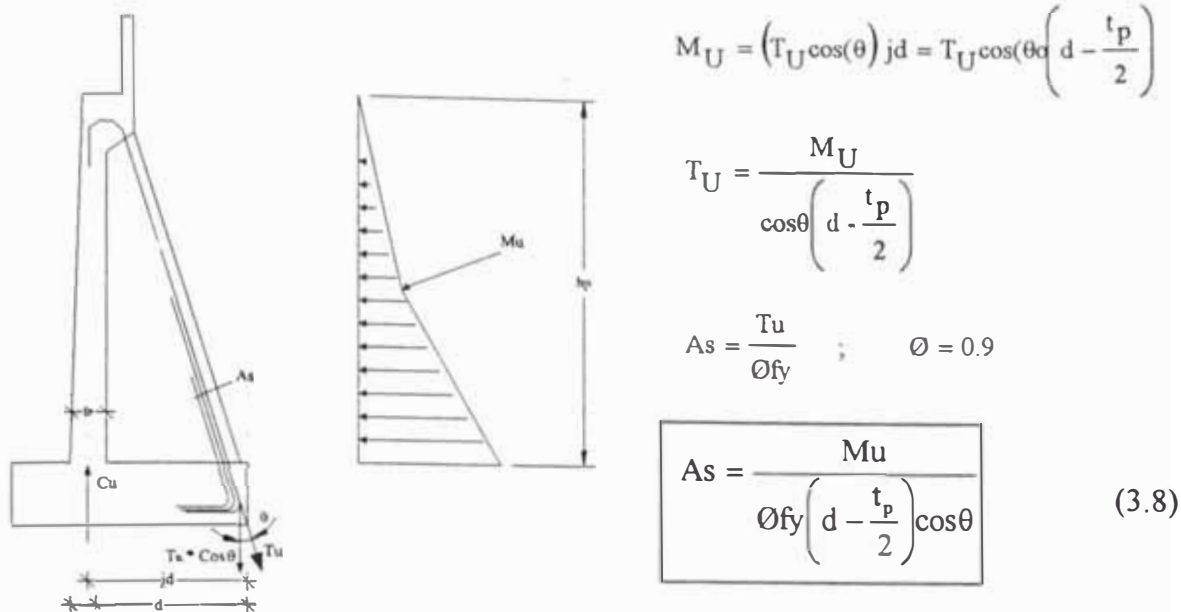


Figura 3.15

- Los contrafuertes

Se diseñan por flexión como vigas en voladizo empotradas en la losa de la cimentación y de momento de inercia variable, según la ecuación 3.5

Para la fuerza cortante:

$$V_u = V_{ui} - \frac{M_u}{\left( d_i - \frac{T_p}{2} \right)} * \text{tg} \theta$$

$$V_u = V_{ui} - T_{ui} \text{ sen } \theta \text{ (sección variable)}$$

$$\phi = 0.85$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} \, b d$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad \longrightarrow \quad \frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{d f_y}$$

$$S = \frac{A_v d f_y}{V_s}$$

(3.9)

Por tracción de la pantalla al contrafuerte (refuerzo horizontal)

$$T_u = u P L$$

$$A_s = \frac{T_u}{\phi f_y}$$

(3.10)

L = separación entre contrafuertes



P = fuerza de tensión provocado por el empuje que quiere separar la pantalla del contrafuerte.

Para valores de  $u$  y  $\phi$  = ver consideraciones Capítulo 8 AASHTO

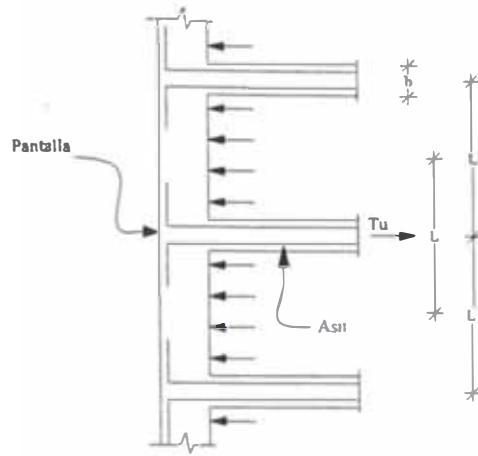


Figura 3.16

Para el diseño se considera el mayor del análisis de las ecuaciones 3.6 y 3.7

Por tracción de la zapata al contrafuerte (refuerzo vertical)

$$T_u = W_u L$$

$W_u$  = carga última en la zapata posterior

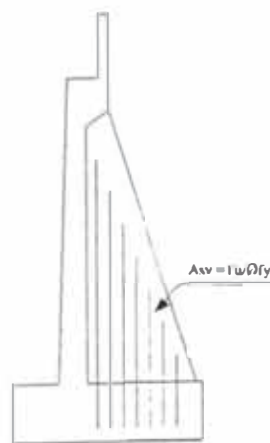
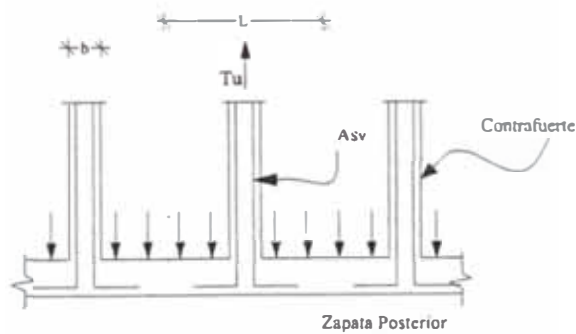
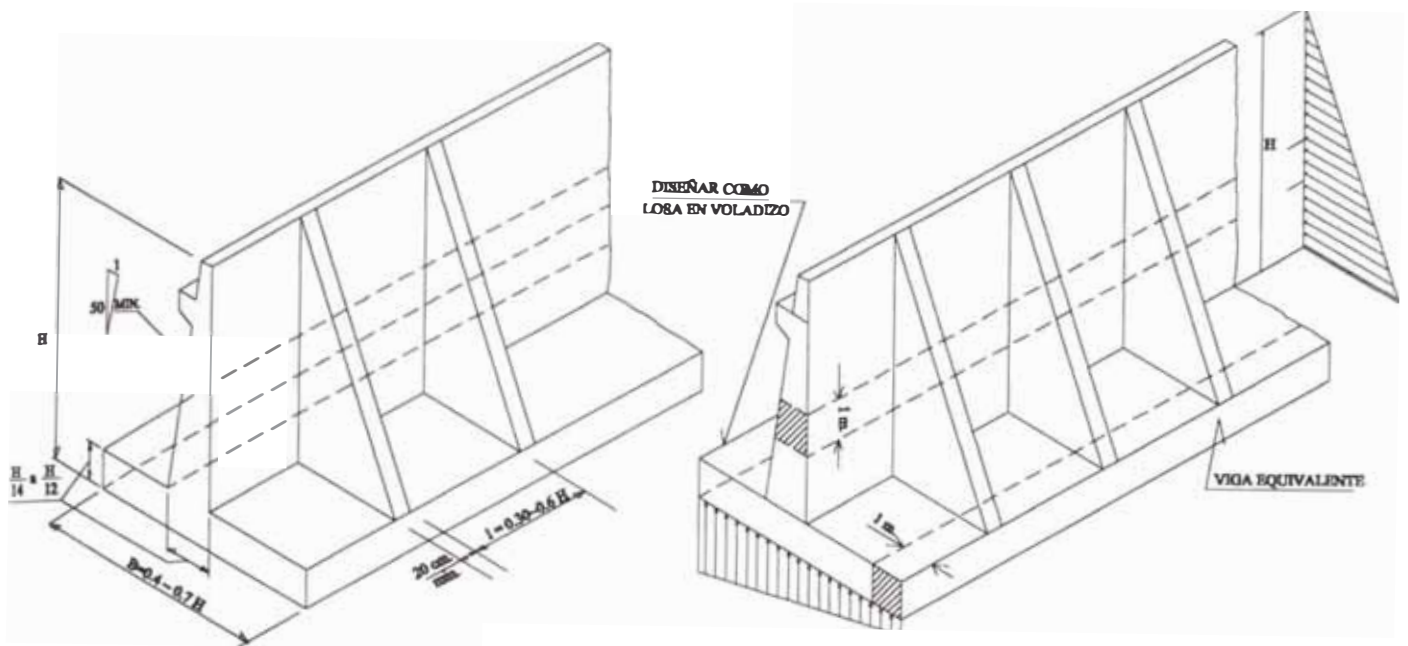
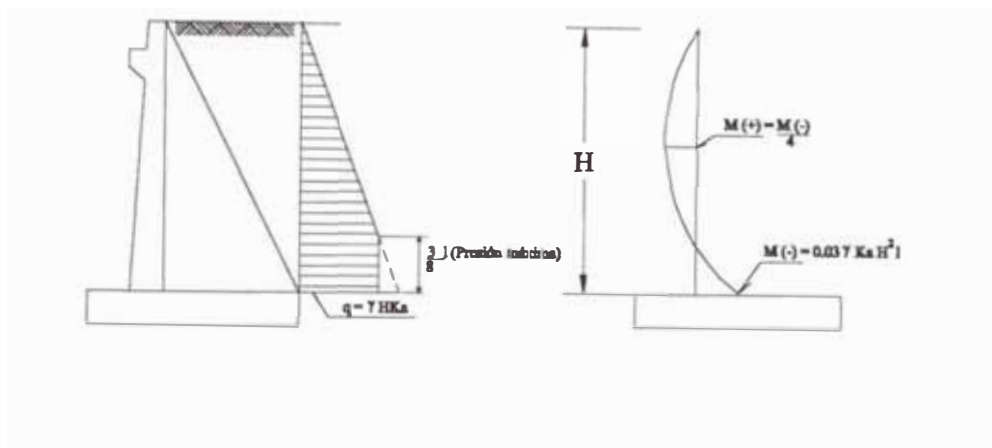


Figura 3.17

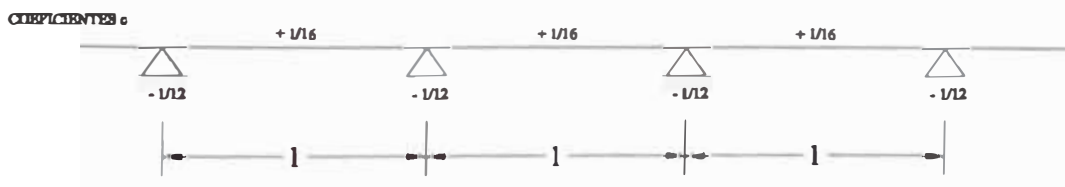
# PREDIMENSIONAMIENTO Y DISEÑO DE ESTRIBOS CON CONTRAFUERTE



## DISEÑO PARA FRANJAS DE PANTALLA



## COEFICIENTES PARA FRANJAS DE PANTALLA Y TALON POSTERIOR



MOMENTOS POSITIVOS ( $\sigma p l^2$ )  
 MOMENTOS NEGATIVOS ( $\sigma p l^2$ )

$p$  = Presión de relleno al nivel considerado  
 $l$  = Distancia entre centro de contrafuertes

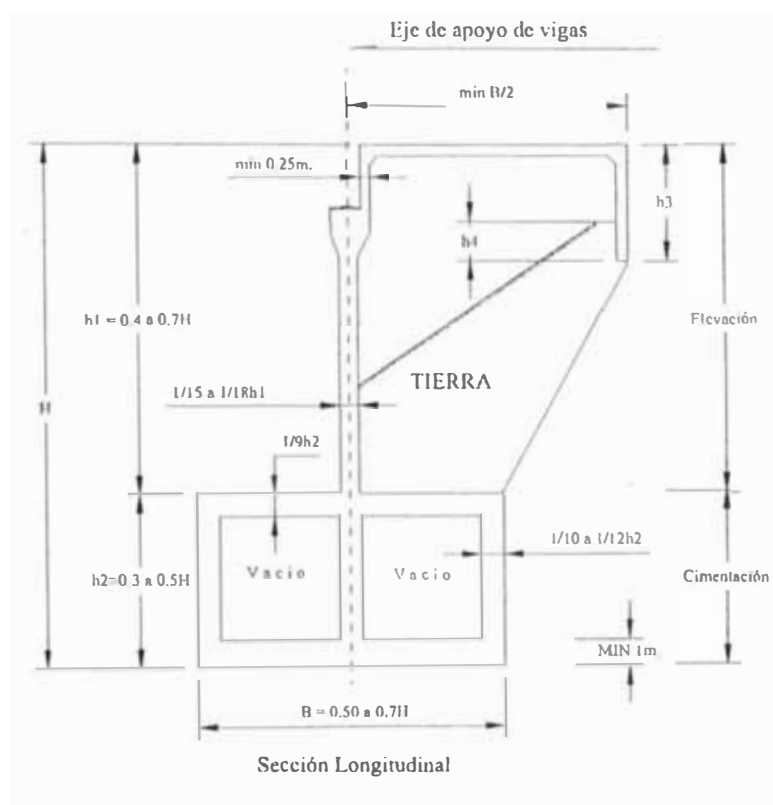
Figura 3.18

### 3.03. Estribos tipo celda

Los estribos de celdas se emplean cuando las dimensiones de altura son elevadas con respecto del terreno natural, también cuando el terreno es de muy mala calidad. se caracteriza por tener poco peso propio y por ello la presión en el suelo es muy baja, se calcula de modo similar que el estribo con contrafuertes. La ventaja del estribo con celdas es que tiene un espacio interior (vacío) que disminuye el peso de la infraestructura considerablemente.

#### a) Predimensionamiento

El predimensionamiento de la altura de elevación del estribo de celdas es de 0.4 a 0.7 de la altura total, el espesor del muro de elevación tiene que ser constante desde la cimentación



**Figura 3.19**

El predimensionamiento de la altura de la cimentación se determina paralelamente con la cimentación siendo 0.3 a 0.5 de la altura total, puede tener vacíos o puede ser monolítica de concreto en cuyo caso ya no es necesario que la pared vertical de la elevación, coincide con el centro de la base y esta puede ser excéntrica debiendo tener el talón delantero por lo menos  $1/3$  de  $B$ .

El ancho de la cimentación puede ser 0.50 a 0.70 de la altura total. La altura de parapeto se determina con la altura de la viga o la altura de la losa y el espesor mínimo es de 0.25m. La altura mínima de la zapata debe ser por lo menos de 1.00m.

El espesor de las paredes de la cimentación se dimensiona como  $1/10$  a  $1/12$  la altura de la zapata.

El espesor de las paredes laterales de la elevación deben ser como mínimo 0.40m.

La longitud de la losa superior debe ser como mínimo la base de la cimentación entre dos, el espesor de la losa depende de la separación transversal que existe entre vigas.

**b) Fuerzas principales que actúan en el estribo**

Empuje del terreno

Fuerza de Frenado longitudinal (actúa a 1.83m. de la parte superior del estribo)

Fuerza de la corriente del agua

Sismo

Subpresión

**c) Estabilidad de estribos de celdas de concreto en puentes**

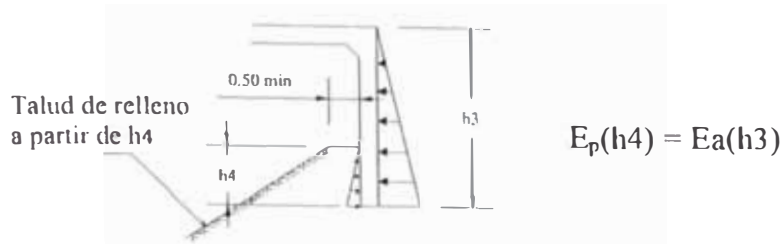
Como todo estribo se chequea el deslizamiento y el volteo que es similar a los estribos armados y ciclópeos, ver ecuaciones 3.4, 3.5, 3.6 y 3.7.

Se toma en cuenta los empujes del terreno en el nivel que se ejercen en la pantalla y el calculo de la estabilidad se determina de la misma manera que los anteriores, caso de muros (Ver Figura 3.19)

**a) Diseño**

La pared vertical posterior debe tener una altura mínima de la altura del parapeto

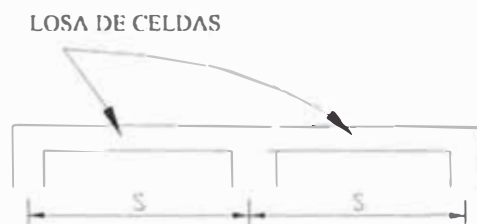
La altura del terreno  $h_4$  se determina haciendo equilibrio del empuje activo producido por  $h_3$  y despejando la altura  $h_4$  del empuje pasivo que neutraliza a éste.



éste.

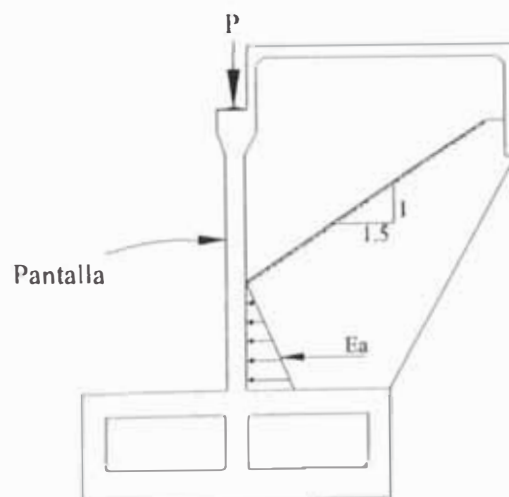
**Figura 3.19**

La pared vertical ( $h_3$ ) se diseña con los empujes del terreno actuantes como una losa apoyada en las paredes laterales e intermedias, si es necesario. También se puede diseñar como viga diafragma o viga continua por ml.



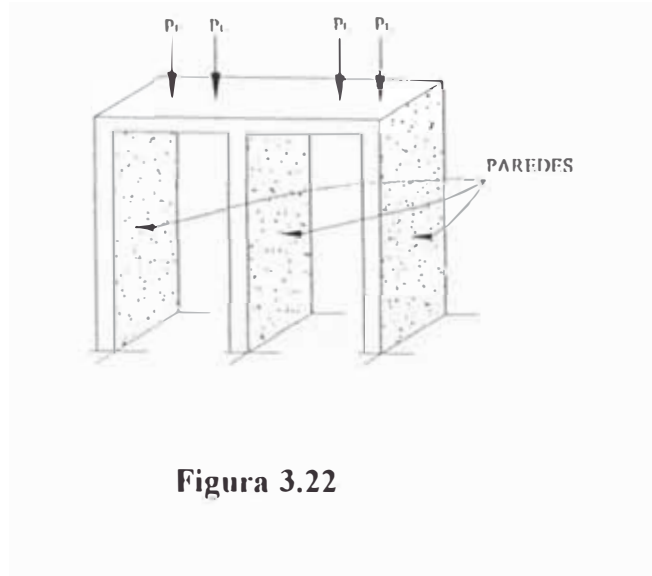
**Figura 3.20**

La losa superior se puede calcular con diferentes métodos de análisis, siempre tomando como referencia la separación entre apoyos ( $S$ ), el espesor depende de la dimensión de  $S$  y se puede diseñar por AASHTO o elementos finitos u otro método con la posición más desfavorable de cargas vehiculares y peso propio.



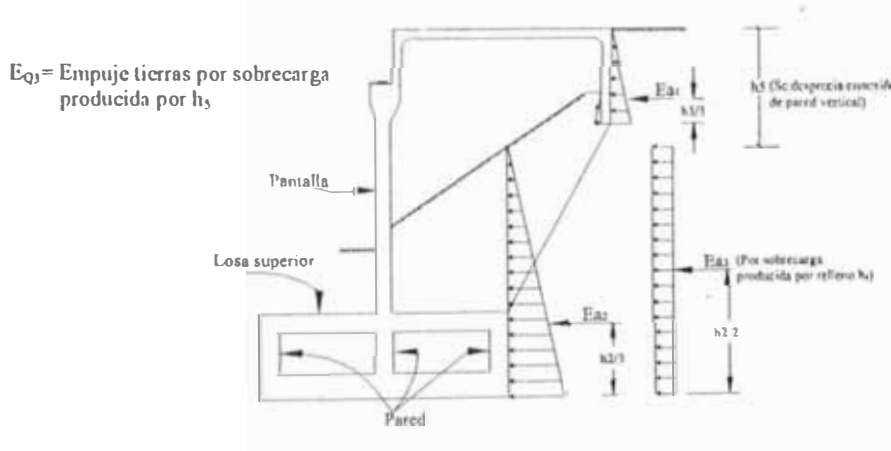
**Figura 3.21**

**Para el diseño de la pantalla** en la elevación se toman en cuenta las cargas axiales transmitida de la superestructura, el empuje de tierras que se tiene debido al relleno, generalmente el estado más desfavorable es considerar a la pantalla como una losa continua apoyada, paredes laterales e intermedias.



**Figura 3.22**

Las paredes laterales se calculan como pórticos, en este caso no influyen los empujes laterales debido a que el muro está en equilibrio en ambas direcciones, se debe ubicar las cargas móviles del camión en la posición transversal más desfavorable, este estado es para hallar el refuerzo vertical, también se debe chequear las paredes laterales como contrafuertes que tratan de contener el empuje que sostiene la pantalla vertical, debiendo estar bien ancladas, tanto a la pantalla vertical como a la cimentación.



**Figura 3.23**

**Las paredes en la cimentación y la losa superior** se calculan como losas apoyadas o empotradas según sea el caso en sus cuatro bordes con el peso de tierra correspondiente y con la presión de tierra que afecta al muro o losa.

La losa inferior también se diseña como una losa apoyada o empotrada en sus bordes de acuerdo a las características de ésta, con la presión del terreno actuando sobre ésta de abajo hacia arriba.

### 3.04 Pilares

Se llama pilar al apoyo intermedio de un puente que recibe la reacción de dos tramos adyacentes.

Estos transmiten la carga vertical y horizontal a la cimentación, los pilares son diseñados para resistir la rotación de la superestructura.

Las dimensiones de un pilar no dependen de la longitud de un tramo sino de las condiciones de cimentación que son:

- a) Altura de aguas mínimas y máximas (socavación o erosión)
- b) Calidad del terreno.

#### Pilar de Concreto Armado

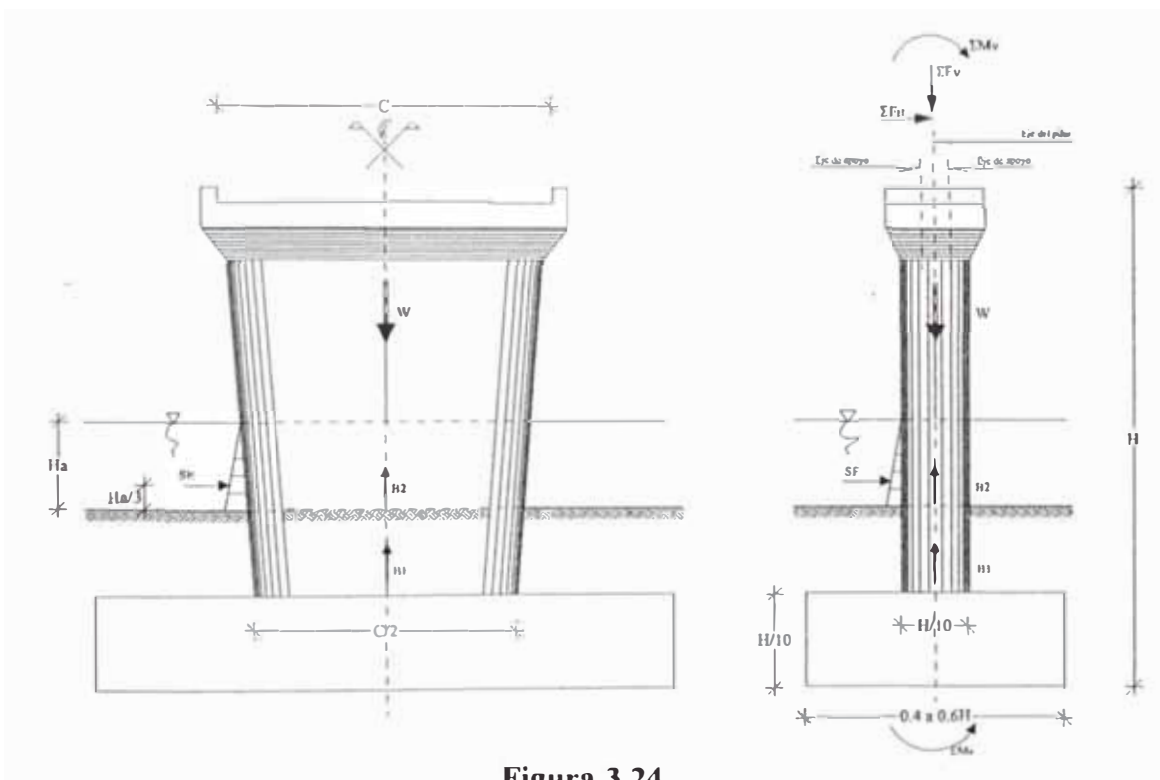


Figura 3.24

$B_1$  = subpresión enterrada ( $\gamma = 0.5 \text{ t/m}^3$ )

$B_2$  = subpresión sumergida ( $\gamma = 1.0 \text{ t/m}^3$ )

SF = presión corriente agua

W = peso propio

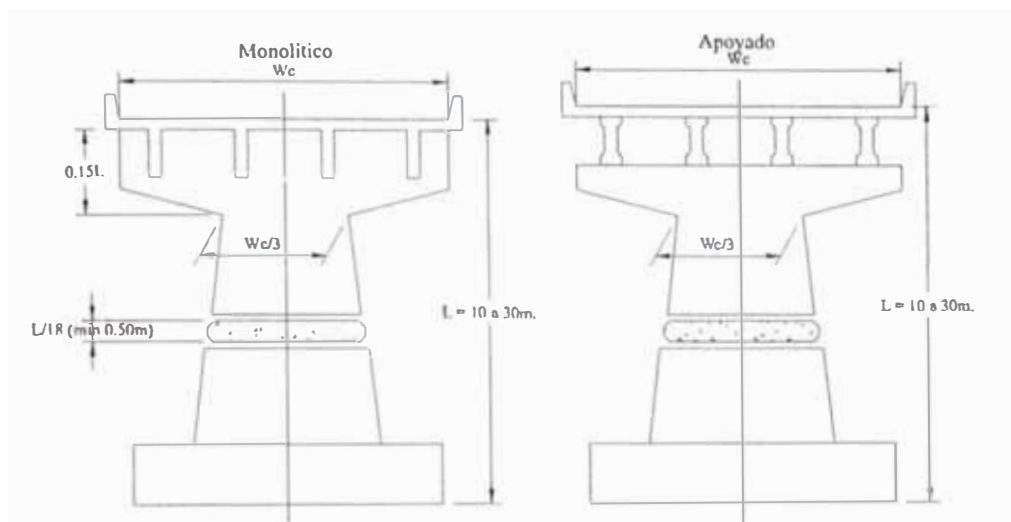
Cuando se fija el número de pilares se tiene que tomar en cuenta las siguientes condiciones para la ubicación:

Causar el menor desarreglo en la corriente del río.

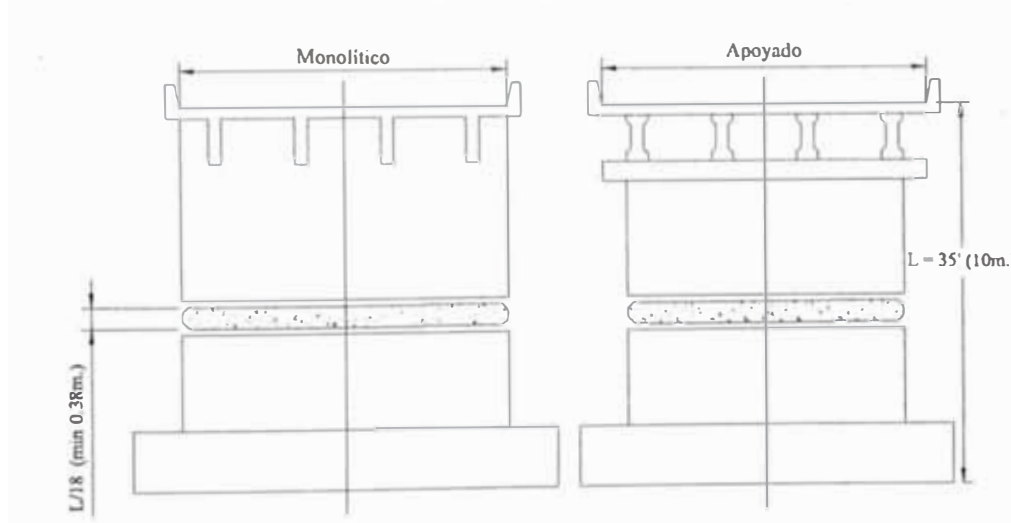
La distancia entre pilares tiene que tratar de ser simétrica, aunque en la práctica no se produce, dando origen así a una cimentación segura.

### 3.04.1 Clases de pilares

#### Pilares rectangulares variables

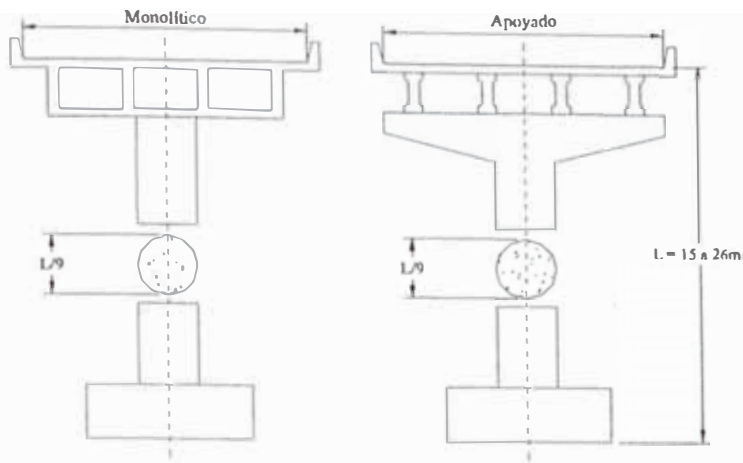


#### Pilares Tarjetas

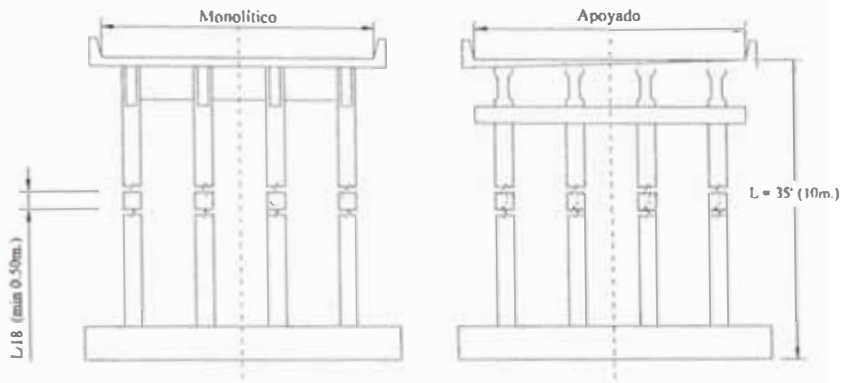




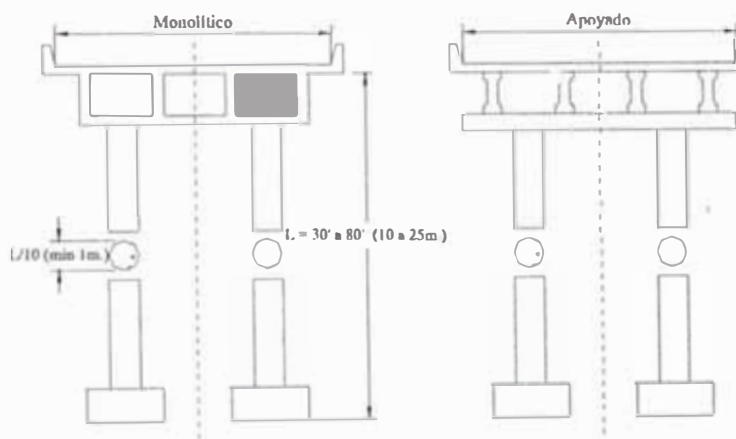
**Pilares Columnas Circulares**



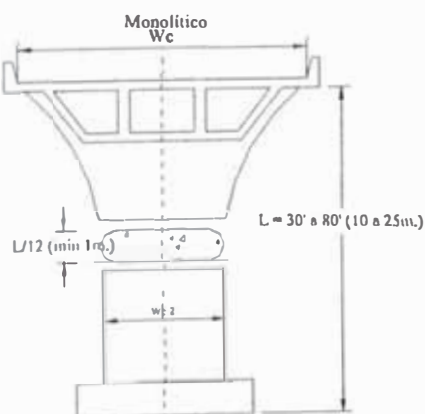
**Pilares de Columnas Rectangulares**



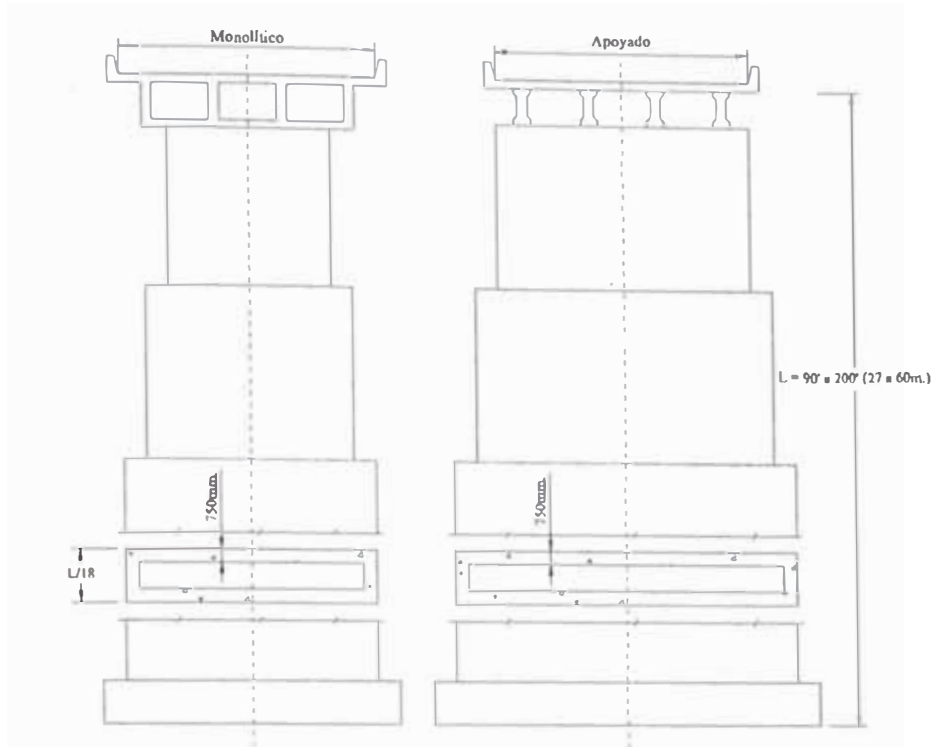
**Pilares de Columnas Circulares**



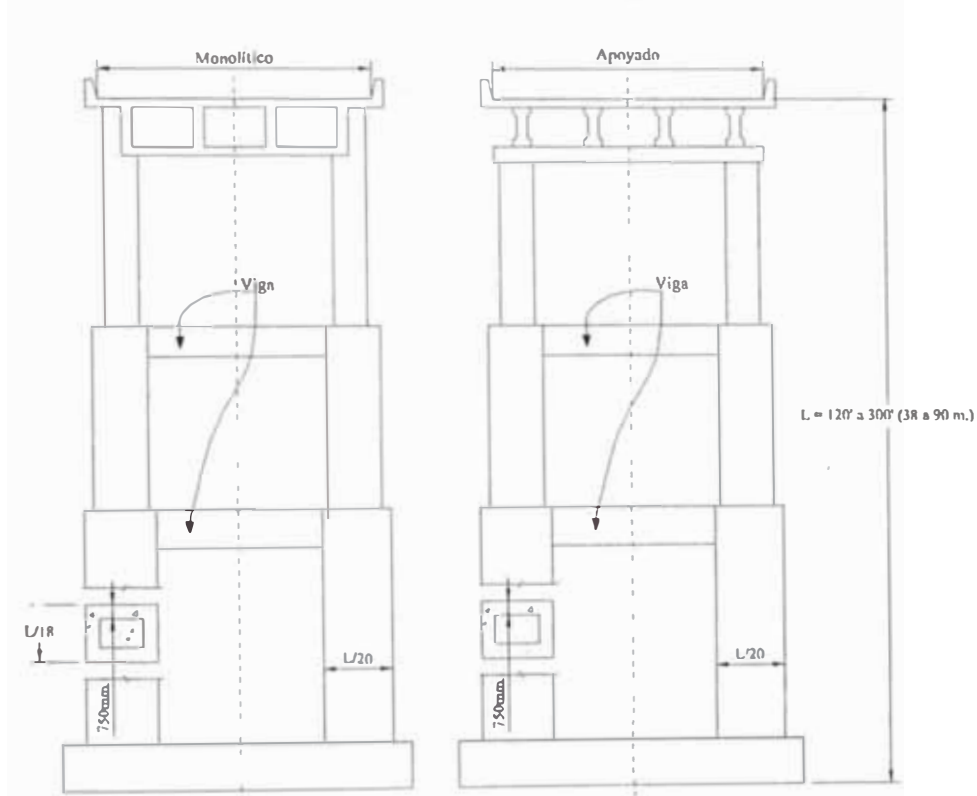
**Pilar Rectangular de Sección Variable**



### Pilares Rectangulares de Sección Cajón



### Pilares Columnas de Sección Cajón



#### 3.04.2 Fuerzas que actúan en el pilar

Empuje pasivo del terreno

Eje menor (paralelo al eje del puente): Frenado, viento sobre el pilar que sobresale del agua, Fuerza de la corriente del agua, sismo en el puente y sobre el pilar, subpresión.

Eje mayor (paralelo a la corriente): Viento sobre la superestructura, viento sobre el pilar que sobresale del agua, Fuerza de la corriente del agua, sismo en el puente y sobre el pilar, subpresión.

### 3.04.3 Estabilidad de pilares

#### a) Por volteo

Al igual que los demás estribos por acción de las diversas fuerzas horizontales el pilar tiende a voltearse. Las fuerzas horizontales pueden actuar simultáneamente en las dos direcciones de los ejes, ver ecuaciones 3.4, 3.5, 3.6 y 3.7 y para secciones circulares se debe utilizar para las presiones en un solo sentido en cimentaciones circulares.

$$\sigma = \frac{\sum F_v}{\pi D^2} \left( 1 \pm \frac{8e}{D} \right) \qquad e = \frac{D}{2} - \left( \frac{\sum M_R - \sum M_v}{\sum f_v} \right)$$

Donde:

D = diámetro base

e = excentricidad en un eje producidos por los momentos resultantes con respecto a  $\sum F_v$  y  $e_{\max} \leq r/4$  (para que no exista tracciones)

$\sum F_v$  = fuerzas verticales

$\sum M_R$  = suma de momentos resistentes

$\sum M_v$  = suma de momentos de volteo

#### b) Por deslizamiento

El pilar tiende a deslizarse sobre su base bajo la acción de las fuerzas horizontales. Se considera la condición más desfavorable, la mayor combinación de fuerzas horizontales actuando simultáneamente en ambos ejes. El pilar se opone a ésta acción mediante su resistencia al corte en cualquier sección intermedia y fricción en la base teniéndose en cuenta la disminución de peso que sufre el pilar por efecto del agua, ver ecuaciones 3.4, 3.5, 3.6 y 3.7.

#### c) Por falla del terreno

Las fallas pueden producirse por presión excesiva sobre el terreno o por excavaciones del fondo originada por el agua. La resultante debe caer siempre dentro del tercio central de la base teniéndose en cuenta si es necesario el

empuje que pueda generar sobre el terreno pero considerando ángulos de reposo bajos, debido a que el terreno es removido.

Presiones MAX y MIN.  $\sigma = \frac{\sum F_v}{ab} \left( 1 \pm \frac{6e}{a} \pm \frac{6e'}{b} \right)$  En 2 sentidos para secciones rectangulares

$$\sigma = \frac{\sum F_v}{\frac{\pi D^2}{4}} \left( 1 \pm \frac{8e}{D} \pm \frac{6e'}{D} \right)$$

En 2 sentidos para secciones circulares

#### 3.04.4 Diseño

Es necesario conocer la reacción mínima y máxima, teniéndose en cuenta las posibles excentricidades producidas por asimetría de los tramos; La fuerza de viento.

Para el diseño de un pilar se debe determinar las fuerzas verticales que actúan, considerando el estado más crítico producido por la máxima excentricidad; Determinar la resultante de fuerzas horizontales para cada eje del pilar.

Para el diseño de la columna, placa o pórtico, se debe realizar a flexocompresión, según el Capítulo 8 del AASHTO-96, así también como para la zapata.

### 3.05. Cámaras de Anclaje

Las cámaras de anclaje son elementos de concreto armado que están sometidas a fuerzas de tracción, usadas por lo general para puentes colgantes y/o atirantados, ya sean peatonales o vehiculares.

#### 3.05.1 Predimensionamiento

##### - Parapeto

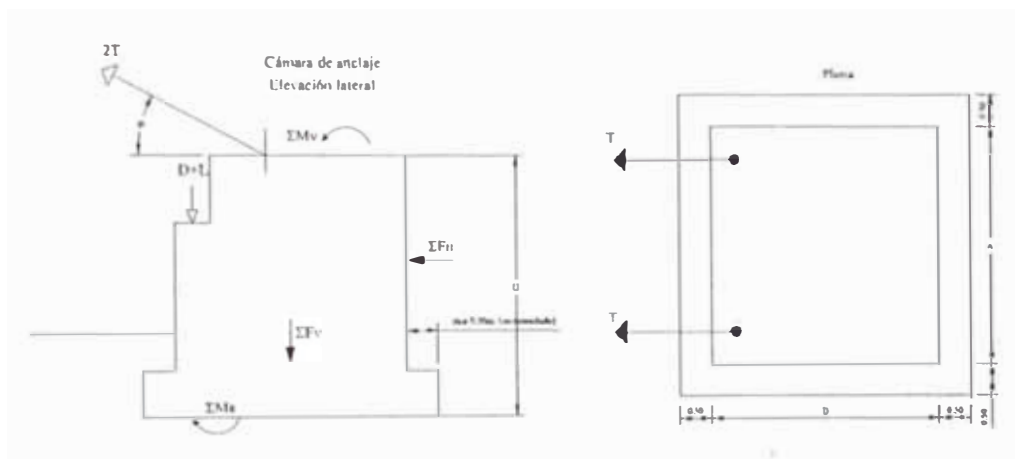
Se dimensiona al igual que los estribos, tomando la altura de la viga como referencia siempre y cuando sea necesario, o exista un puente de acceso entre el puente colgante y la cámara de anclaje.

Para la elevación de la cámara de anclaje se tomará en cuenta la altura que se tiene desde el suelo de cimentación hasta el nivel de la rasante de la vía.

Las dimensiones A y B de la cámara de anclaje están en función de la fuerza de tensión del cable y empuje de tierras y otras fuerzas actuantes, se determinan para equilibrar las fuerzas que actúan en estos, como mínimo la dimensión A debe ser del ancho de calzada más el ancho de las veredas.

Para el predimensionamiento de la distancia B, se realizan tanteos teniendo conocimiento de las demás cargas actuantes en la estructura y principalmente por deslizamiento según la ecuación 3.1.

Si se va a predimensionar una cámara de anclaje que es muy alta y que va a tener el ancho de la vía, es preferiblemente construirla de celdas, para aminorar el peso propio de la estructura.



### 3.05.2 Fuerzas principales que actúan en el cámara de anclaje

Empuje del terreno con o sin sobrecarga.

Fuerza de Frenado longitudinal (actúa a 1.83m. de la parte superior del estribo)

Fuerza de la corriente del agua

Sismo en el puente.

Subpresión.

### 3.05.3 Estabilidad de cámaras de anclaje de concreto

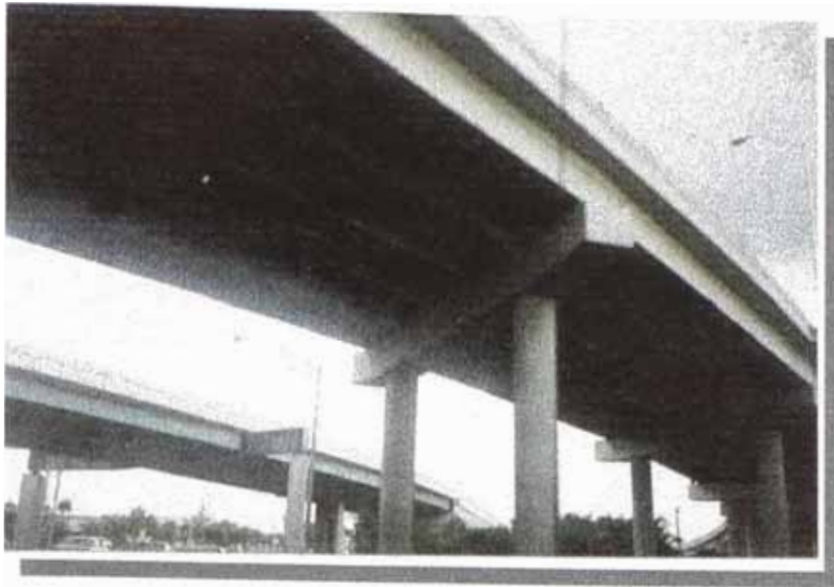
La estabilidad de las cámaras de anclaje se calculan de forma parecida que para las diferentes clases de estribos siempre y cuando se considere la tracción del cable

que se podrá descomponer en una componente horizontal y en otra vertical. Además de actuar las otras fuerzas ver ecuaciones 3.4, 3.5, 3.6 y 3.7.

#### **3.05.4 Diseño**

El procedimiento de diseño se realiza calculando los esfuerzos de tracción y compresión a cada 1/10 de la altura. La fuerza resultante horizontal varia de acuerdo al empuje ejercido por el terreno más la fuerza de tracción del cable a cada nivel analizado, se debe evitar que existan tracciones en las diferentes secciones y alturas, siempre y cuando sea la cámara de concreto ciclópeo. En el caso de cámaras de anclaje armadas, se debe calcular el refuerzo para absorber las tracciones, como también el esfuerzo cortante, debe tener también un refuerzo para evitar contracción y temperatura en las caras expuestas de  $2.64 \text{ cm}^2/\text{m}$  de ancho, preferentemente en las 2 direcciones.

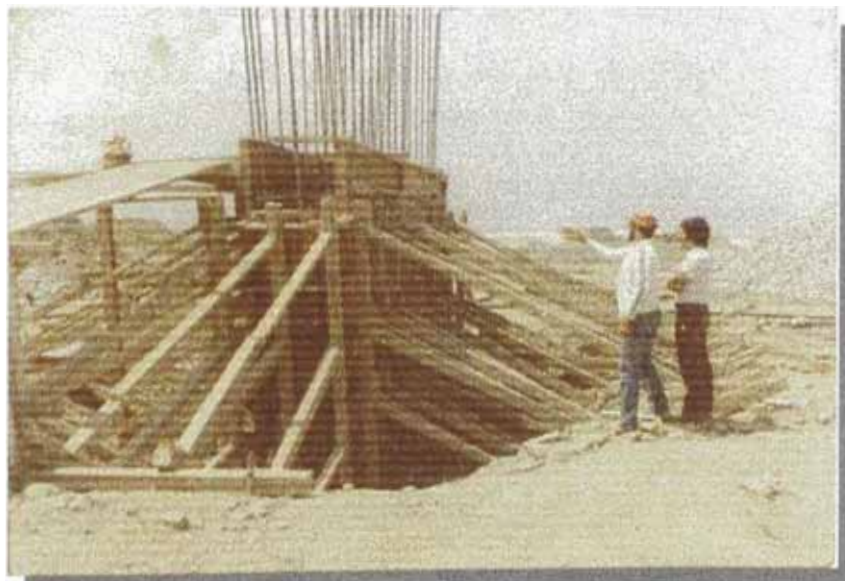
Se hace un chequeo de tracciones en la sección crítica, se obtiene los esfuerzos en los extremos de cada sección analizada.



Pilares aporticados - USA



Puente colgante, pilares aporticados  
Puente Mayoc - Perú



Pilares Tarjeta - Autopista Lima-Cañete

## 4.0. CIMENTACIONES PROFUNDAS

### 4.01. Consideraciones para Pilotes

Para la determinación de la capacidad del diseño del pilote, se deben considerar los siguientes aspectos

- a) Capacidad geotécnica última
  - Capacidad de soporte axial de pilotes en suelos cohesivos
  - Capacidad de soporte axial de pilotes en suelos no cohesivos
- b) Capacidad estructural de la sección del pilote.

#### Capacidad Geotécnica última

La capacidad de soporte axial en un pilote hincado esta dado por la fórmula:

$$Q_u = Q_B + Q_s$$

$Q_B$  = capacidad por la punta

$Q_s$  = capacidad por la fricción lateral

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{F_s}$$

La capacidad de diseño axial esta expresada por:

$F_s$  = factor de seguridad

#### Factores que afectan la capacidad axial de diseño

- La capacidad de soporte de un pilote individual y de un grupo de pilotes.
- La capacidad de un estrato subyacente para soportar la carga del grupo de pilotes.



- Los efectos hincamiento del pilote en estructuras adyacentes o en taludes.
- La posibilidad de socavación y su efecto en la capacidad lateral y axial.
- Los efectos de la fricción negativa debido a consolidación del suelo y los efectos de cargas de arrancamiento debido a suelos expansivos.
- La influencia de las técnicas de construcción en la capacidad de carga, tales como preexcavación o inyección o aplicación de chorros de agua para facilitar el hincamiento (“jetting”).
- La influencia de las fluctuaciones del nivel freático sobre la capacidad de carga.

#### 4.01.1 Pilotes Hincados

##### 1) Factor de seguridad en pilotes hincados

Depende de la confiabilidad con la cual se determina la capacidad última al suelo y el control que se efectúe en la instalación del pilote. Se recomienda un valor de 3

##### 2) Capacidad de grupo de pilotes.- Se determina mediante la eficiencia en general, se debe usar 1, excepto: para pilotes de fricción en suelos cohesivos. El factor de eficiencia para pilotes de fricción en suelos es:

$$E = 0.7 \quad \text{Si separación entre pilotes es } S < 3B$$

$B$  = diámetro del pilote

$S$  = separación centro a centro entre pilotes

No se recomienda usar espaciamiento entre pilotes menores a  $2.5B$ .

##### 3) Subpresión.- En pilotes individuales la subpresión no debe exceder de $1/3$ de la capacidad de fricción calculado mediante análisis crítico.

En grupo de pilotes, la subpresión no debe ser mayor a la capacidad individual de un pilote, multiplicado por el número de pilotes ó  $2/3$  del peso efectivo del grupo de pilotes o la  $1/2$  del peso efectivo del grupo efectivo de pilotes, más  $1/2$  de cortante que actúa sobre la periferia del grupo.

##### 4) Socavación.- Esta debe calcularse mediante estudios hidráulicos y de exploración de suelo la porción de pilote libre debe diseñarse como columna y la longitud del pilote debe prever este caso para su empotramiento seguro.

##### 5) Capacidad estructural de la sección de pilotes hincados

En pilotes de tubería de acero rellenos de concreto el esfuerzo máximo admisible no debe exceder de  $0.25 f_y + 0.4 f'_c$ .

. En pilotes prefabricados de concreto el esfuerzo máximo admisible no debe exceder de  $0.33 f'c$  en la sección transversal total de concreto.

En concreto preesforzado el esfuerzo admisible no debe exceder de  $0.33 f'c - 0.27 f_{pe}$ , donde  $f_{pe}$  = esfuerzo de compresión de concreto debido a preesfuerzo después de las pérdidas en  $k/cm^2$

6) Los esfuerzos máximos de hincamiento no deben exceder de:

Pilotes de concreto

$0.85 f'c$  (compresión)

$0.7 f_y$  del acero de refuerzo (tensión)

- Espaciamiento (s) entre pilotes:

$S > 0.75 \text{ ó } 2.5 B$

$B = \text{diámetro}$

- Penetración dentro cabezal

$h > 0.3$

se acepta hasta 0.15 m

- Pilotes prefabricados

Area mínima =  $635 \text{ cm}^2$

Area mínima =  $905 \text{ cm}^2$  (agua salada)

$\emptyset$  mínimo en punta = 20 cm

Refuerzo vertical mínima = 4 varillas ó 1.5 % de la sección

Refuerzo espiral =  $\frac{1}{4}$  mínimo

Recubrimiento = 5 cm y 7.5 (en agua salada)

Esfuerzos de manipulación = 50% más de las cargas estáticas

- Pilotes vacados in situ

Area mínima =  $254 \text{ cm}^2$

$\emptyset$  mínimo en punta = 20 cm

Recubrimiento mínimo = 5 cm y 7.5 (en agua marina)

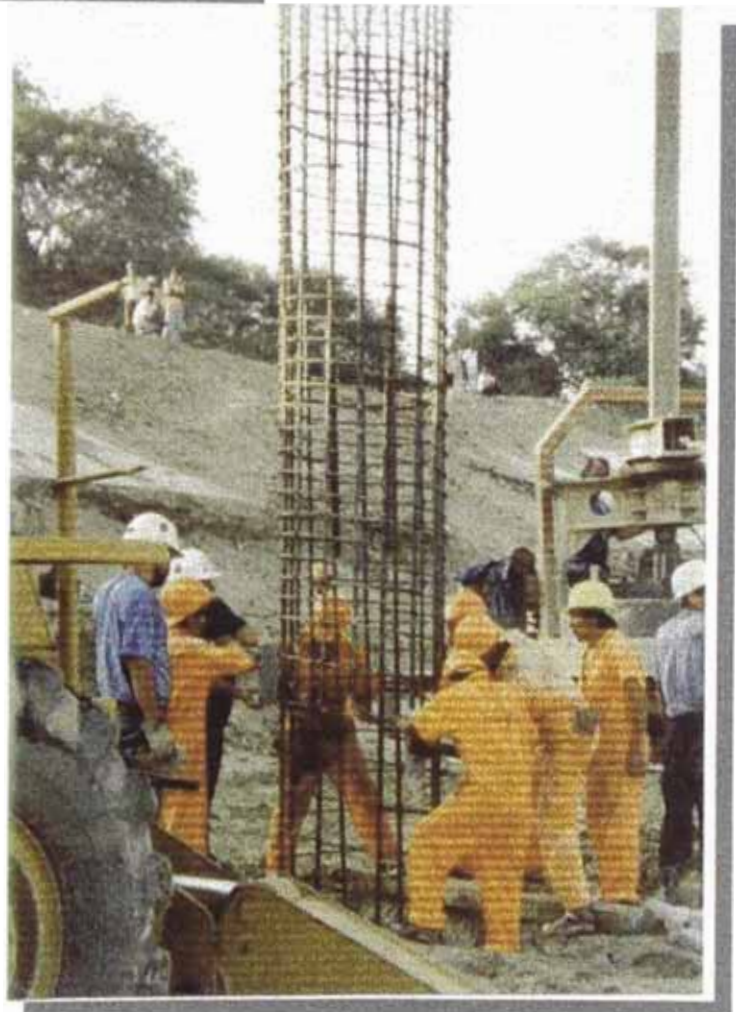
#### 4.01.2 Pilotes excavados

Se usa cuando las cimentaciones superficiales no pueden fundarse en una profundidad razonable o cuando económicamente no es factible otro tipo de pilote o hay presencia de obstrucciones que dificulten el hincado.

Pilotes inclinados: no se recomienda en este tipo de pilotes.



Excavación de pilotes  
Puente Piura - Perú



Colocación de fierro de los pilotes  
e hincado de canasticas  
Puente Piura - Perú

Los pilotes excavados deben empotrarse al menos 3.00 m. dentro de terreno original.

La capacidad de soporte axial esta dada por las fórmulas siguientes:

$$Q_u = Q_B + Q_S - W \quad (\text{Compresión})$$

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{F_s}$$

$$Q_u < 0.7Q_S + W \quad (\text{Tensión})$$

Q <sub>B</sub>	= capacidad de la punta
Q <sub>S</sub>	= capacidad por fricción
W	= peso pilote
F <sub>s</sub>	= factor de seguridad

Los pilotes en suelos cohesivos deben ser diseñados para esfuerzos totales y efectivos, para condiciones de carga no drenada y drenada y para pilotes en suelos no cohesivos se deben diseñar para esfuerzos efectivos en condiciones de carga drenada.

La deformación de los pilotes cargados axialmente deben evaluarse usando métodos de análisis elásticos.

#### 1) Factores que afecta la capacidad de carga axial del pilote

- Estratificación del suelo: se requiere su evaluación de las características del suelo en sus diferentes capas
- Nivel freático, se debe usar el nivel más alto del agua.
- Pilotes con base ensanchada es recomendable en suelos cohesivos para incrementar el soporte de punta.
- Grupo de pilotes
- La evaluación de la capacidad de grupo de pilotes asumen que los efectos de la fricción negativa en caso de ocurrir son despreciables.

#### Capacidad de grupo en suelos cohesivos

- Si el cabezal es firme con el terreno

$$Q_{ALL} = \text{suma de capacidades individuales de cada pilote}$$

$Q_{ALL}$  = capacidad equivalente de una pila formada por el perímetro del área del grupo.

- Si el cabezal no esta en contacto firme con el terreno o es suelo blando.

$$Q_{ALL} = Q_u \times E \times n$$

$Q_{ALL}$  = capacidad equivalente de una pila formado por el perímetro del área de grupo para valores intermedios E se puede interpolar

$Q_{ALL}$  = capacidad de grupo de pilotes

$$E = 0.67 \quad \text{Si } S = 3B$$

$$E = 1 \quad \text{Si } S = 6B$$

S = separación centro a centro de pilotes

N = número de pilotes

E = factor de reducción

$Q_u$  = capacidad de soporte individual

Capacidad de grupo en suelos no cohesivos

$$Q_{ALL} = Q_u \times E \times n$$

$$E = 0.67 \quad \text{Si } S = 3B$$

$$E = 1 \quad \text{Si } S = 8B$$

$Q_{ALL}$  = capacidad equivalente de una pila formado por el perímetro del área de grupo.

Para valores intermedios E se puede interpolar

## 2) Factor de seguridad

El factor de seguridad es 2, cuando se usan en el diseño los resultados de ensayos de carga en el sitio. En otros casos usar 2.5.

## 3) Asentamientos

El análisis de asentamiento puede ser tratado según los estudios de Reese y O'Neill 1988 y según las recomendaciones del AASHTO-96.

## 4) Factores que afectan los pilotes cargados lateralmente (fuerzas horizontales)

El diseño de pilotes excavados cargados lateralmente, debe tener en cuenta los efectos de la iteración suelo-estructura entre el pilote y el terreno. Los factores que influyen en este tipo son los siguientes:

- Estratificación del suelo: por las diferentes capas que la conforman.
- Nivel freático: se debe usar el máximo nivel de agua esperado en el sitio.
- Socavación: la pérdida de capacidad lateral debido a socavación, debe considerarse en el diseño, el tramo libre debe diseñarse como columna y la longitud debe garantizar que está por debajo de la posible profundidad de socavación.
- Acción de grupo: cuando la separación es mayor a 2.5 B en la dirección normal a la carga y mayor a 8.5 B en la dirección paralela a la carga se puede considerar que actúan individualmente.

Para pilotes en línea y espaciamientos menores de 8B, se puede aplicar la siguiente tabla:

$S_{(i)}$	$Q_{l.g}/Q_{l.s}$
8B	1.00
6B	0.70
4B	0.40
3B	0.25

$S_{(i)}$  = espaciamiento entre pilotes en dirección a la carga

$Q_{l.g}$  = resistencia lateral del grupo pilotes

$Q_{l.s}$  = resistencia lateral del pilote individual

- Inclinación de terreno natural: se debe considerar el talud y la sobrecarga que genera este estado.
  - Carga cíclica: se debe incluir los efectos de frenado, viento y otras cargas cíclicas no sísmicas.
  - Diseño sísmico y dinámico: se debe realizar el diseño dependiendo de la zona sísmica.
  - Las deformaciones lateral y tolerable; debe ser indicada por el ingeniero estructural.
- 5) Capacidad estructural de la sección de pilotes excavados
- Diámetro mínimo = 45 cm. (aumentos en incrementos de 15 cm)
- El diámetro de las columnas que se soporten en pilotes debe ser menor que el diámetro B.

- Refuerzo.- Si las cargas laterales son pequeñas, se requiere sólo de refuerzo por carga axial como columna. El refuerzo longitudinal y espiral debe cumplir con lo indicado en el ítem 2.05.
- El espaciamiento del refuerzo longitudinal debe ser mayor a 3 veces al  $\varnothing$  de la varilla.
- El recubrimiento mínimo = 5 cm (7.5 cm. en agua marina). La base ensanchada debe ser  $> 3B$  y el espesor mínimo 15 cm.
- El espaciamiento centro a centro a pilotes debe ser mínimo  $3B$ .

#### 4.01.3 Eficiencia

Alternativamente a los factores de eficiencia que se indican en los siguientes ítems, tanto para pilotes excavados o hincados, se podrá usar la siguiente fórmula de eficiencia de grupo:

$$E = 1 - \varnothing \left[ \frac{(M-1)M + (M-1)N}{90NM} \right]$$

$$\text{tg } \varnothing = \frac{D}{S}$$

$$\varnothing = \text{ar tg } \frac{D}{S}$$

M = número de filas  
N = número de columnas

### 4.02. Capacidad de Soporte en Cimentaciones Profundas en Pilotes hincados y pilotes excavados

#### 4.02.1 Capacidad de Soporte en Pilotes Hincados

##### a) Pilotes aislados hincados sobre suelos no cohesivos

Método basado en la prueba de penetración estándar

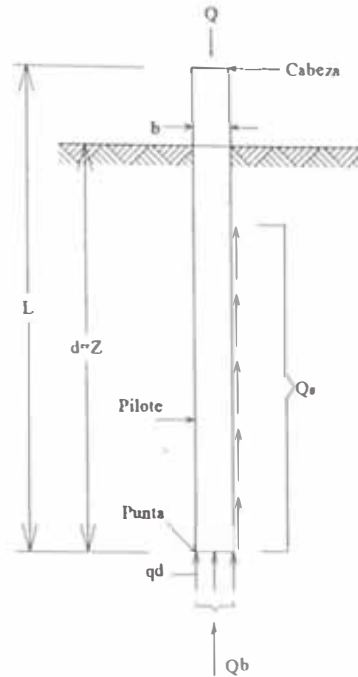
La base del método “estático” o de mecánica de suelos para calcular la capacidad de carga final de un pilote es que, la capacidad de carga final es igual a la suma de la resistencia última de la base del pilote y la fricción superficial final sobre el largo del cuerpo del pilote enterrado. Esto se expresa con la ecuación:

$$Q_u = Q_b + Q_s \quad (4.1)$$

Donde:

$Q_b$  = resistencia de la base

$Q_s$  = resistencia del pilote por fricción



La fricción total última superficial del pilote se obtiene con la expresión general.

$$\text{Fricción superficial unitaria, } f = K_s \sigma' v \tan \delta, \quad (4.2)$$

Donde:

$K_s$  = un coeficiente de presión del suelo

$\delta$  = ángulo de fricción del muro

La carga de falla del pilote,  $Q_u$ , es igual a la carga de falla aplicada al pilote,  $Q_u$ , más el peso del pilote,  $W_p$ .

$$Q'_u = Q_u - W_p = Q_b + Q_s \quad (4.3)$$

Ya que el peso del concreto en el pilote no es mucho mayor al del peso del suelo desplazado por el pilote, para propósitos práctico  $W_p$  y  $A_b p_d$  son aproximadamente iguales en pilotes de lados rectos o moderadamente rematados en punta. Por lo tanto:



$$Q'_u = A_b \sigma'_{vb} N_q + Q_s$$

$$Q'_u = \underbrace{A_b \sigma'_{vb} N_q}_{\text{punta}} + \underbrace{\bar{K}_s \sigma'_v \tan \delta A_s}_{\text{fricción}} \quad (4.4)$$

Donde:

- $A_s$  = superficie del pilote enterrada
- $\sigma'_{vb}$  = presión efectiva de sobrecarga (overburden) a nivel de la base del pilote.
- $\sigma'_v$  = presión efectiva de sobrecarga (overburden) promedio sobre la profundidad enterrada del pilote.

Broms relaciona los valores de  $\bar{K}_s$  y de  $\delta$  con el ángulo efectivo de resistencia al cortante de suelos no cohesivos para diversos materiales y densidades relativas de pilotes como lo muestra el Cuadro 4.1.

**Cuadro 4.1**  
Valores de  $\bar{K}_s$  y  $\delta$

Material del pilote	$\delta$	Valros de $\bar{K}_s$	
		Densidad relativamente baja	Densidad relativamente alta
Acero	20 °	0.5	1.0
Concreto	3/4 ø	1.0	2.0
Madera	2/3 ø	1.5	4.0

El valor ø se puede utilizar cuando se obtiene con las pruebas de penetración estándar (Cuadro 4.2). Una vez realizadas las pruebas de penetración de cono estático, los valores ø se pueden obtener también con la figura 2.16b.

La ecuación 4.2 implica que en un suelo no cohesivo uniforme, la fricción superficial unitaria continúa incrementándose en forma lineal con la profundidad. Este no es el caso, Vesic demostró que en alguna profundidad de penetración entre 10 y 20 diámetros del pilote, se alcanza un valor pico de fricción superficial unitario, el cual no se excede a mayores profundidades de penetración.

Cuadro 4.2

**Promedio de los valores de la fricción superficial  
para los pilotes rectos en suelos no cohesivos**

Densidad relativa	Promedio por unidad de la fricción superficial	
	(kN/m <sup>2</sup> )	T/m <sup>2</sup>
Menos a 0.35 (suelta)	10.00	1.00
0.35 - 0.65 (medio densa)	10 - 25	1 - 2.5
0.65 - 0.85 (densa)	25 - 70	2.5 - 7.0
Mas de 0.85 (muy densa)	70 a no más de 110	7 a no más de 11

#### Cálculo de resistencia de la punta

Las comparaciones de resistencia de la base observadas en pilotes por Nordlund y Vesic muestran que los valores  $N_q$  establecidos por Berezantsev, que toman en cuenta la proporción profundidad ancho del pilote y confirman el criterio práctico más cercano de la falla del pilote. Los valores de Berezantsev de  $N_q$  se muestran en la Figura 4.2. Los valores de  $\sigma$  se obtienen con las pruebas de penetración in situ o utilizando la Figura 4.1.

En la Figura 4.2 se observará que existe un rápido incremento en  $N_q$  para valores altos de  $\sigma$ , dando valores altos de resistencia a la base. Sin embargo, las investigaciones muestran que a una profundidad de penetración de 10 a 20 diámetros del pilote, se alcanza un valor máximo de la resistencia de la base, el cual no será excedido, no importando qué tan profundamente se hunda el pilote. Los resultados publicados de pruebas de pilotes indican que el valor máximo es 11,000 kN/m<sup>2</sup> (1100 ton/m<sup>2</sup>).

Los valores de Berezantsev de  $N_q$  se pueden utilizar cuando sea posible hundir los pilotes a una penetración, dentro del estrato de carga, mayor a cinco veces el diámetro del pilote.

Los valores de  $N_q$  se reemplazan en la ecuación 4.4 para hallar la capacidad por punta.

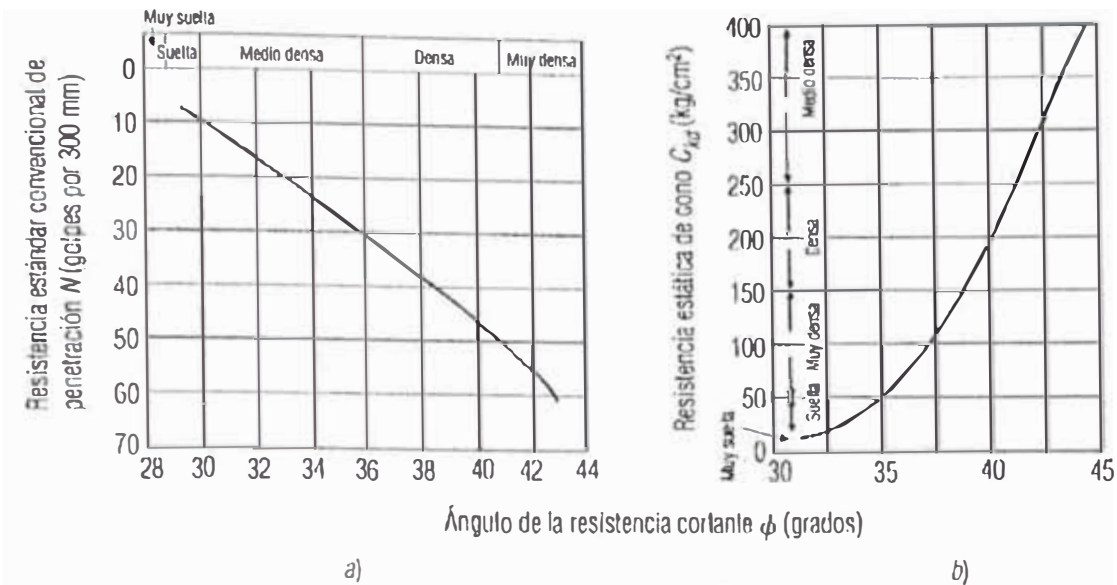


Figura 4.1

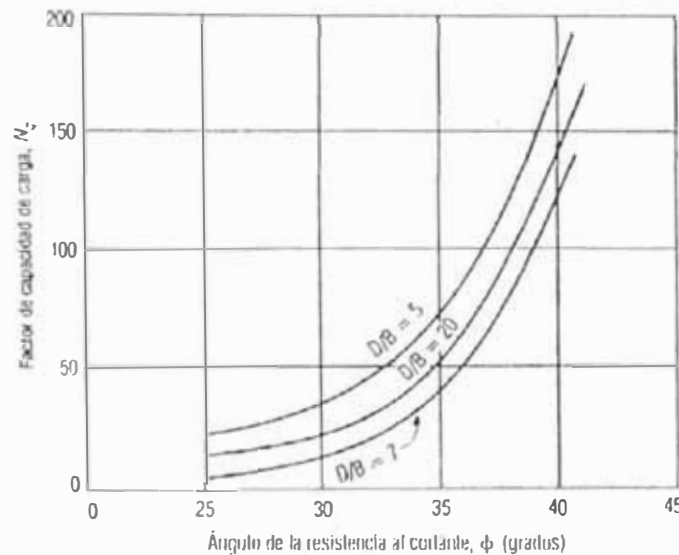


Figura 4.2

**Factor de capacidad de carga de Berezantsev,  $N_q$**

**b) Pilotes aislados hincados en suelos cohesivos**

Fricción superficial a lo largo del pilote

La capacidad de carga de pilotes hundidos en materiales cohesivos tales como limos y arcillas se obtiene por la suma de la fricción superficial<sup>1</sup>, entre la superficie del pilote y el suelo. La fricción superficial no necesariamente es igual a la cohesión del suelo, ya que el hundido de un pilote a un suelo cohesivo

<sup>1</sup> En un suelo cohesivo simplemente ( $\sigma = 0$ ) no hay, en términos llanos, ninguna fricción superficial. Sin embargo, el término se usa ampliamente para denotar adhesión o cohesión en el fuste de un pilote en un suelo cohesivo.

puede alterar las características físicas de éste hasta una extensión importante. La fricción superficial también depende del material y de la forma del pilote.

La relación entre el factor de adhesión y la fuerza de cortante de arcilla no drenada para tres condiciones diferentes como lo muestra la Figura 4.3. Los factores de adhesión más altos se obtienen en el Caso 1, en el cual los pilotes son hincados a través de arenas o gravas arenosas hasta arcilla. La abertura que tiende a formarse entre el pilote y la arcilla se rellena con material granular arrastrando hacia abajo sin perder fricción superficial. Mientras más alta la penetración en la arcilla, menor será el efecto del material granular, con la consecuente reducción en el factor de adhesión. Lo contrario se aplica al Caso 2 (arcilla suave sobre arcilla rígida), donde la suave arrastrada hacia abajo tiene un efecto reblandeciente en la fricción superficial. Cuanto más pequeña sea la profundidad de la penetración en la arcilla rígida mayor será la reducción proporcional en la fricción superficial. Para el caso 3 (pilotes hundidos en arcilla firme a rígida sin ningún estrato diferente sobre él), se forma una abertura alrededor de la parte superior del pilote; y no se activa ninguna fricción superficial. Mientras menor se la penetración y mayor la rigidez de la arcilla, mayor será el efecto de la abertura.

#### Cálculo de la capacidad última de soporte

La capacidad de soporte de los pilotes hundidos en arcillas y limos arcillosos es igual a la suma de la resistencia última de carga con la fricción superficial de la parte del pilote en contacto con el suelo. La resistencia última se obtiene con la ecuación:

$$Q_u = Q_b + Q_s$$

Y la capacidad por punta se obtiene con la ecuación:

$$Q_b = N_c * c_b * A_b \quad (4.5)$$

Donde:

- $c_b$  = la fuerza de cortante en la base
- $A_b$  = área de la punta
- $N_c$  = factor de suelo

El factor de capacidad de carga  $N_c$  se puede considerar igual a 9 siempre y cuando el pilote sea hundido al menos cinco diámetros dentro del estrato de carga.

$$Q_s = \alpha * C_u * A_s \quad (4.6)$$

Donde:

$\alpha$  = factor de adhesión (véase la Figura 4.3)

$c_u$  = promedio de la fuerza cortante no alterada de la arcilla adyacente al cuerpo el pilote

$A_s$  = área de la superficie del cuerpo del pilote

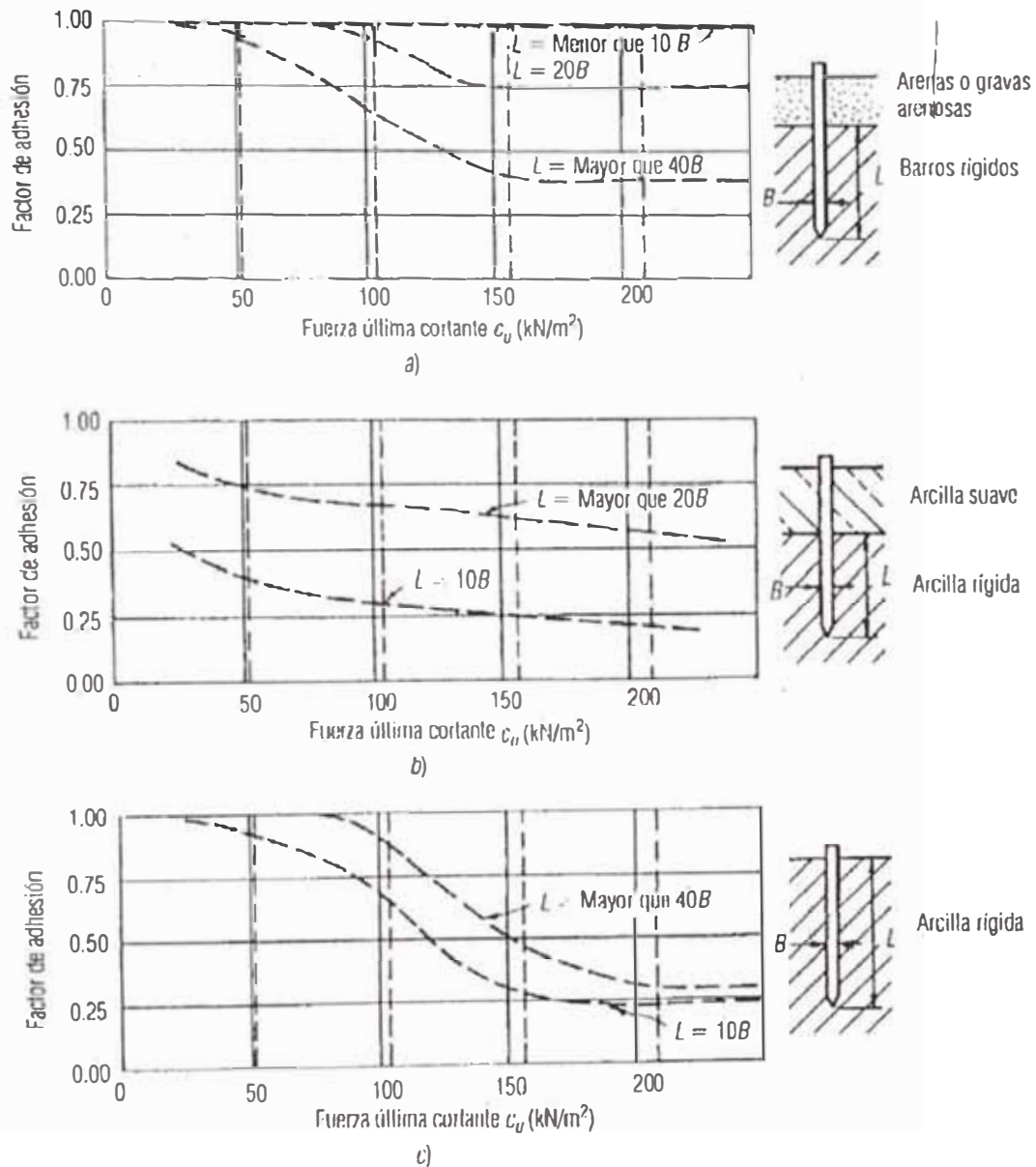
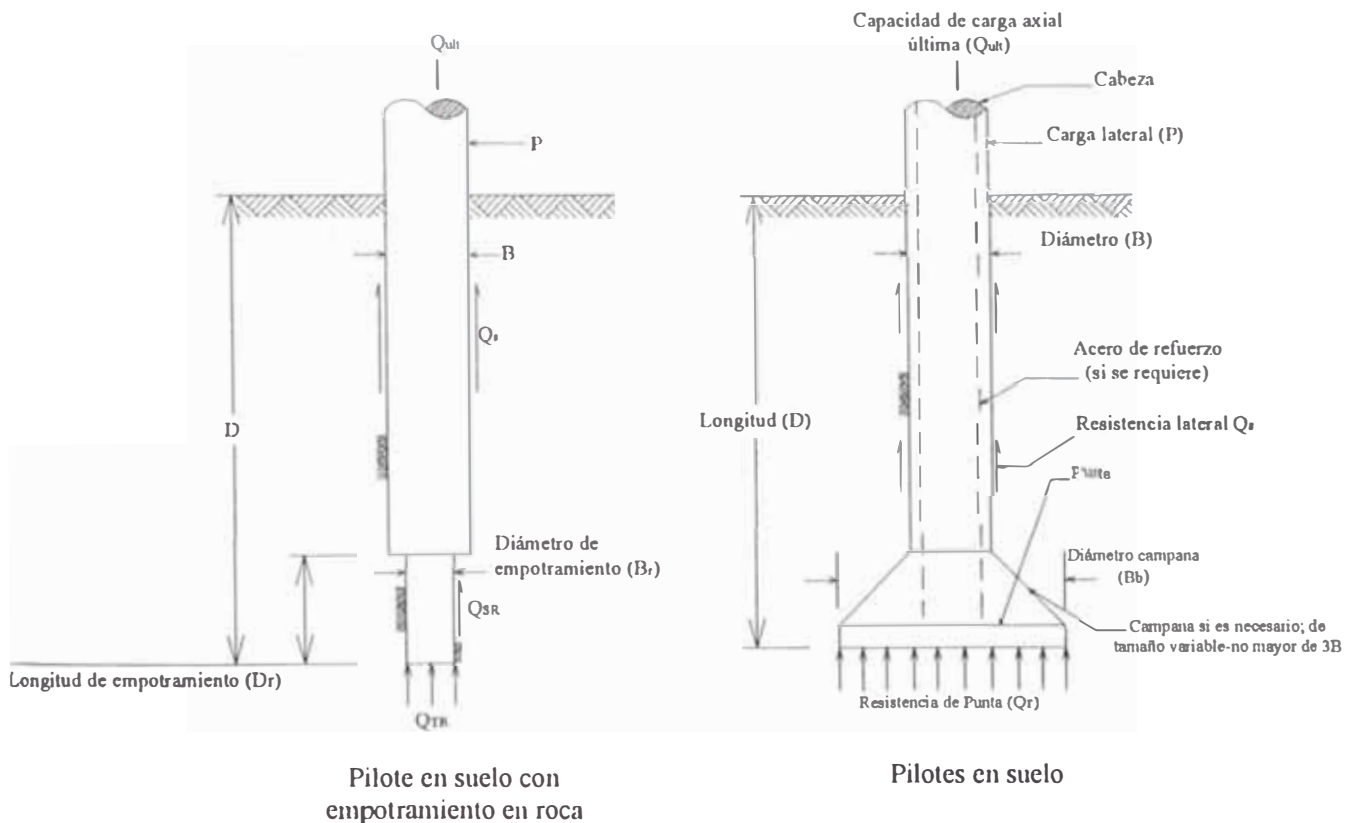


Figura 4.3

Factores de adhesión para los pilotes hundidos en arcilla. A) Caso 1: pilotes hundidos a través de las arenas sobre gravas arenosas. B) Caso 2, pilotes hundidos a través de una capa superior de arcilla débil. C) Caso 3: pilotes sin una capa superior diferente.

En el caso de arcillas uniformes, o de arcillas que incrementan progresivamente su fuerza cortante con la profundidad, el valor promedio de la fuerza cortante sobre el largo total del pilote se toma por  $c_u$ . Cuando existe arcilla en capas de consistencia apreciablemente diferente, como las de arcilla suelta sobre rígida, la fricción superficial se calcula por separado para cada capa utilizando el factor de adhesión apropiado por la fuerza cortante y las condiciones de sobrecarga (overburden)

#### 4.02.2 Capacidad de Soporte en Pilotes Excavados



**Figura 4.4**  
**Terminología de diseño de pilotes excavados**

**Valores estimados de capacidad de carga**

Valores estimados de capacidad de carga en suelo y roca solamente pueden utilizarse como una guía para diseño preliminar de estructuras permanentes o para el diseño de estructuras temporales. El uso de valores estimados deben basarse en resultados de exploraciones de campo del subsuelo para identificar las características del suelo y de la roca. Los valores que se utilicen para diseño deben ser confirmados mediante ensayos de laboratorio o de campo.

**Valores de capacidad de carga medidos**

Los análisis de estabilidad de cimentaciones y de asentamiento para efecto de diseño definitivo, deben efectuarse usando las propiedades de suelo y roca basadas en resultados de ensayos de laboratorio y/o campo.

**Diseño geotécnico**

Los pilotes excavados deben ser diseñados para soportar las cargas de diseño con una capacidad geotécnica y estructural adecuadas y para asentamientos tolerables. Adicionalmente, los materiales que constituyen tanto la fundación como del pilote propiamente dicho, deben evaluarse en condiciones de cargas sísmicas y dinámicas, de acuerdo a la estabilidad dinámica del suelo.

El diseño del pilote debe basarse en esfuerzos de trabajo usando cargas máximas no mayoradas, provenientes del cálculo de cargas vivas y muertas y aquellas transmitidas por tierra, viento y tránsito. Las cargas admisibles laterales y axiales pueden ser determinadas por diferentes métodos de análisis.

Los métodos de diseño presentados en estas especificaciones para la determinación de la capacidad de carga axial asumen pilotes de sección transversal uniforme, alineamiento vertical, carga concéntrica axial y superficie del terreno relativamente horizontal. Los efectos de una base ampliada, en la acción del grupo de pilotes y de terreno inclinado, no se tratan en este tema.

**1) Capacidad de carga axial en suelo**

La capacidad última axial,  $Q_{ult}$  de pilotes deben determinarse de acuerdo con la siguiente ecuación tanto para carga de compresión, como de tensión:

$$Q_{ult} = Q_s + Q_f - W \quad (\text{compresión}) \quad (4.7)$$

$$Q_{ult} \leq 0.7 Q_s + W \quad (\text{tensión}) \quad (4.8)$$

La carga admisible o de trabajo axial se determina así:

$$Q_{adl} = \frac{Q_{ult}}{FS}$$

Los pilotes en suelos **cohesivos** pueden ser diseñados mediante métodos de análisis basados en esfuerzos totales y efectivos para condiciones de **carga no drenada y drenada**, respectivamente. Los pilotes en suelos **friccionantes** o sin cohesión deben diseñarse mediante métodos de esfuerzos efectivos para condiciones de **carga drenada**.

#### a) Resistencia lateral o por fricción en suelos cohesivos

La resistencia última lateral bajo condiciones de carga no drenada de pilotes en suelos cohesivos puede ser determinada de acuerdo con la siguiente formulación (condición no drenada):

$$Q_s = \pi B \sum_{i=1}^N \alpha_i s_{ui} \Delta z_i \quad (4.9)$$

$$f_{si} = \alpha_i \times S_{ui}$$

Donde:

$\alpha_i$  – factor de adhesión en función de la profundidad de intervalo  $i$ , adimensional

$f_{si}$  = transferencia de carga última a lo largo del fuste, kg/cm<sup>2</sup>

$B$  = diámetro del fuste, m

$s_{ui}$  = incremento de la resistencia no drenada en función del intervalo  $i$  de profundidad, kg/cm<sup>2</sup>

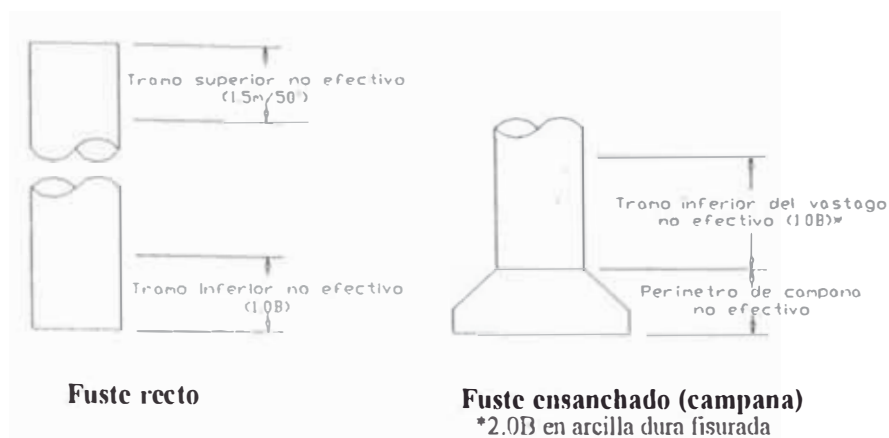
$\Delta z_i$  = incremento  $i$  de la longitud del pilote, m

Ver valores  $\alpha_i$  y  $f_{si}$  en Cuadro 4.3

Teniendo en cuenta factores ambientales, carga a largo plazo o factores constructivos para la elavaluación de  $Q_s$  se pueden despreciar los primeros 1.5 m o más (5 pies). En la Figura 4.5 se puede identificar los tramos de pilotes que se



consideran no contribuyen en la determinación de la carga  $Q_s$ . Para suelos cohesivos drenados  $Q_s$  se puede determinar usando la fórmula en el ítem 4.10.



**Figura 4.5**

**Identificación de tramos del pilote preexcavados no efectivos para la determinación de la resistencia lateral en suelos cohesivos**

**b) Resistencia lateral por fricción en suelos no cohesivos**

La resistencia última lateral de pilotes axialmente cargados construidos en suelos no cohesivos o analizados en condiciones de esfuerzos efectivos en un medio cohesivo en condiciones de **carga drenada**, se puede calcular usando la siguiente expresión:

$$Q_s = \pi B \sum_{i=1}^N \gamma'_i Z_i \Delta z_i \beta_i \quad (4.10)$$

Donde:

- $\gamma'_i$  = peso unitario efectivo a profundidad  $i$   $t/m^3$
- $Z_i$  = profundidad al punto medio del intervalo  $i$  en m.
- $\Delta z_i$  = incremento  $i$  de la longitud del pilote m
- $\beta_i$  = factor de transferencia de la carga en el intervalo  $i$
- $B$  = diámetro del pilote m

El valor de  $\beta_i$  puede determinarse usando la siguiente expresión:

$$\beta = 1.5 - 0.135\sqrt{Z_i} \quad ; \quad 1.2 > \beta > 0.25 \quad (4.11)$$

El valor de  $\gamma_i$  debe ser determinado de muestras inalteradas tomadas a lo largo del pilote o de correlaciones empíricas con **SPT** u otros métodos de ensayos de campo. La transferencia de carga unitaria última de resistencia lateral a cualquier profundidad,  $f_{si}$ , es igual al producto de  $\beta_i$  y  $\sigma'_{vi}$ . El valor límite de  $f_{si}$  en pilotes

construidos en suelos **sin cohesión** es de 19.6 t/m<sup>2</sup> (4ksf), donde  $\sigma'_{vi}$  es el esfuerzo efectivo en la punto medio de la profundidad del intervalo i en k/cm<sup>2</sup>.

**Cuadro 4.3**  
**Valores recomendados de  $\alpha$  y  $f_{si}$  para estimar la resistencia lateral de pilotes en suelo cohesivo**  
**(Reese y O'Neill, 1988)**

Localización a lo largo del Fuste	Valores de $\alpha$	Valor límite del $f_{si}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1.5 m(5')* de la superficie	0	
1.0 diámetro del fuste por encima del fondo del pilote ó 1.0 diámetro del fuste por encima de la parte superior de la campana (si se usa fricción)	0	
Cualquier otro punto a lo largo del fuste	0.55	2.68

**Notas:**

\*Se debe ajustar la profundidad de 1.5 m (5') si el pilote se instala en arcilla expansiva o si ocurre una deflexión importante del terreno debida a carga lateral

**c) Resistencia de punta en suelos cohesivos**

La resistencia última de punta de pilotes excavados cargados axialmente y construidos en suelos cohesivos sujetos a condiciones no drenadas, se puede determinar usando la siguiente expresión:

$$Q_T = q_T A_t = N_c S_{ut} A_t \tag{4.12}$$

Donde:

- $q_t$  = resistencia unitaria última de punta k/cm<sup>2</sup>
- $A_t$  = área de la punta m<sup>2</sup>
- $N_c$  = factor de carga
- $S_{ut}$  = resistencia corte no drenada a 2B de la punta en k/cm<sup>2</sup>

Los valores del factor de capacidad de soporte  $N_c$  pueden determinarse usando la siguiente expresión:

$$N_c = 6.0 \left[ 1 + 0.2 \left( \frac{D}{B_t} \right) \right]; \quad N_c \leq 9 \tag{4.13}$$

Donde:

- $D$  = longitud pilote m
- $B_t$  = diámetro de la punta pilote m
- $q_t$  = resistencia unitaria última de punta k/cm<sup>2</sup>

La capacidad unitaria de punta límite ( $q_T = N_c s_{ult}$ ) es de 391.4 t/m<sup>2</sup> (80 ksf)

El valor de  $s_{ult}$  debe determinarse de ensayos de laboratorio o de campo sobre muestras inalteradas obtenidas dentro de una profundidad de 2B, por debajo de la punta del pilote. Si el suelo dentro de la profundidad de 2B de la punta del pilote es de consistencia blanda, el valor de  $N_c$  debe ser reducido a la tercera parte.

Si  $B_t > 2$  metros (6.25 pies; 75") y los asentamientos del pilote no son determinados, el valor de  $q_T$  debe reducirse al valor  $q_{TR}$  usando la siguiente expresión:

$$q_{TR} = F_r q_T \tag{4.14}$$

$$q_{TR} = F_r q_T = \left( \frac{2.5}{aB_t/12 + 2.5b} \right) q_T \tag{4.15}$$

$$a = 0.0071 + 0.0021 \left( \frac{D}{B_t} \right); a \leq 0.015 \tag{4.16}$$

$$b = 0.45(s_{ult})^{0.5}; 0.5 \leq b \leq 1.5 \tag{4.17}$$

El valor límite de  $q_{TR}$  es 391.4 t/m<sup>2</sup> (80 ksf)

El valor de  $Q_T$  para pilotes en suelos cohesivos bajo condiciones de carga drenada puede calcularse usando el procedimiento descrito en el ítem d.

**d) Resistencia de punta en suelos no cohesivos**

La resistencia última de punta de pilotes cargados axialmente en suelos no cohesivos o para análisis bajo esfuerzos efectivos de pilotes en suelos cohesivos, puede estimarse utilizando la siguiente ecuación:

$$Q_T = q_T A_t \tag{4.18}$$

El valor de  $q_T$  puede determinarse de ensayos de penetración estándar usando el valor de número de golpes sin corregir dentro de una profundidad de 2B por debajo de la punta del pilote. En el Cuadro 4.4 se presentan valores de  $q_T$

**Cuadro 4.4**  
**Valores recomendados de  $q_t$  para estimar la resistencia de punta de pilotes en suelos no cohesivos (Reese y O'Neill, 1988)**

Resistencia a la penetración N (sin corregir)	Valor de $q_T$ (kg/cm <sup>2</sup> )
0 - 75	0.58 N
>75	43.75

Notas:

\*Valor último o valor para un asentamiento del 5% del  $B_t$

Si  $B_t > 1.3$  m (4.2 pies; 50 pulgadas) y los asentamientos del pilote no son evaluados, el valor de  $q_t$  debe reducirse al valor de  $q_{TR}$  utilizando la siguiente expresión:

$$q_{TR} = \frac{1.27q_T}{B_t} (B_t \text{ en m}) \quad (4.19)$$

### 4.03. Pilotes

Son elementos relativamente largos y delgados utilizados para transmitir cargas de la superestructura y cabezal de cimentación a través del estrato del suelo de poca capacidad de carga hacia estratos de suelo o roca más profundas y con una mayor capacidad de carga.

Los pilotes dependiendo del estrato puede trabajar a punta y a fricción, donde en este último caso, la capacidad de soporte es por medio de la fricción superficial o adhesión.

Los principales pilotes de uso general son:

- Pilote hincado

Son de madera, acero, concreto (prefabricados) son hincados mediante martillo.

- Pilotes hincados y vaceados en sitio

Se consigue hincando un tubo de acero cerrado o no en la punta y es llenado el tubo posteriormente con concreto.

- Pilotes perforados y vaceados en sitio

Se perfora un orificio del suelo y se llena con concreto.

- Pilotes mixtos

Combinaciones de 2 o más tipos anteriores o combinaciones de diferentes materiales al mismo pilote.

Los 2 primeros son llamados de desplazamiento y las 2 últimos de no desplazamientos, requieren de fórmulas diferentes para calcular la capacidad de soporte y se analizarán en los capítulos siguientes:

#### 4.03.1 Pilotes Hincados (de desplazamiento o de percusión)

Tienen la característica común, el hecho de ser hundidos por percusión y desplazan al terreno lateralmente a medida que lo penetra, dentro de este grupo están comprendidos los pilotes de madera, acero o concreto prefabricado y los de concreto llenados en sitio con una funda permanente o provisional.

En este trabajo sólo se trataran el diseño de pilotes hincados de concreto prefabricado.

##### a) Ventajas y Desventajas

###### Ventajas

- Puede ser inspeccionado antes de introducirlo.
- No se daña con el levantamiento del terreno, ocasionado por el hundimiento de pilotes adyacentes.
- El procedimiento de construcción no se ve afectado por el agua.
- Puede ser hundido en longitudes muy largas.

###### Desventajas

- Se pueden romper durante hundimientos difíciles.
- No son económicos, si dependen del manejo y no de las cargas.
- El ruido causa molestias y daños en su hincado.
- No pueden ser hincados en condiciones de poco espacio.

##### b) Diseño de Pilotes hincados

b1) Determinar las cargas admisibles transmitidas por la superestructura y cabezal de cimentación a esfuerzos de trabajo.

b.2) Determinar la distribución de carga última por cada pilote, se puede usar la siguiente fórmula en razón que existe carga horizontal y no todos los pilotes trabajan con la misma carga.

$$V_i = \frac{\sum F_v}{n} + \frac{\sum F_v e_x}{\sum x^2}$$

$$d = \frac{(\sum MR - \sum M_v)}{\sum F_v}$$

$$x_p = \sum x_i / n$$

$$e = d - x_p$$

Donde:

$V_i$  = componente vertical en cualquier pilote

$\Sigma F_v$  = carga vertical total del grupo de pilotes

$n$  = número de pilotes

$e$  = excentricidad

$p$  = eje neutro de grupo de pilotes

- b.3) Para la capacidad geotécnica última o capacidad de soporte a carga axial, se utilizan las fórmulas para determinar la capacidad axial por punta y fricción y para suelo cohesivo o no cohesivos, según ítem 4.02.1.
- b.4) Determinación de la longitud por fricción y punta del pilote, para absorber la carga transmitida con el factor de seguridad en concordancia con el ítem 4.02.1
- b.5) Determinación de las condiciones y requerimientos mínimos para obtener la capacidad estructural de los pilotes a carga axial como eficiencia, espaciamiento entre otros.
- b.6) Determinación de los esfuerzos admisibles de la sección estructural y esfuerzos admisibles de hincamiento.
- b.7) Para pilotes sometidos a fuerzas horizontales, se debe calcular la profundidad de empotramiento virtual y su capacidad de respuesta del suelo sobre las paredes verticales del pilote, ésta se puede calcular mediante fórmulas aproximadas donde  $Z/B > 12$  a 20.

$$L_e = 1.4 \left( \frac{EI}{K_v} \right)^{1/4} \quad (\text{para suelos cohesivos})$$

$$L_e = 1.8 \left( \frac{EI}{nh} \right)^{1/5} \quad (\text{para suelos no cohesivos})$$

$E$  = módulo elasticidad del pilote

$I$  = momento inercia del pilote

$K_v$  = módulo de reacción del suelo (coeficiente Balasto)

$Nh$  = factor de proporcionalidad

**Cuadro 4.5**  
**Valores de  $n_h$**

		1	2
	<b>Compacidad de la arena</b>	<b>Arena Sumergida</b>	<b>Arena seca o humeda</b>
1	Muy poco compacta	95	155
2	Poco compacta	175	230
3	Medianamente compacta	300	400
4	Bastante compacta	500	750
5	Muy compacta	730	1200

**Cuadro 4.6**  
**Valores de coeficiente de Balasto  $K_v$**

<b>Descripcion de Suelos</b>	<b>Simbolo</b>	<b><math>K_v</math> (Kg/cm<sup>3</sup>)</b>	
		<b>Rango</b>	<b>Promedio</b>
Gravas bien graduadas	GW	14 - 20	17
Gravas arcillosas	GC	11 - 19	15
Gravas mal graduadas	GP	8 - 14	11
Gravas limosas	GM	6 - 14	10
Arenas bien graduadas	SW	6 - 16	11
Arenas arcillosas	SC	6 - 16	11
Arenas mal graduadas	SP	5 - 9	7
Arenas limosas	SM	5 - 9	7
Limos Orgánicos	ML	4 - 8	6
Arcillas con grava o arena	CL	4 - 6	5
Limos Orgánicos y Arcilla limosa	OL	3 - 5	4
Limos inorganicos	MH	1 - 5	3
Arcillas inorganicas	CH	1 - 5	3
Arcillas organicas	OH	1 - 4	2

Alternativamente se puede utilizar el método computacional (ítem c) con el SAP-2000, donde se idealizará la estructura tal como se muestra en el siguiente gráfico para obtener las respuestas del suelo de presiones, cortantes y elementos sobre las caras del pilote.

- b.8) Después de calcular la longitud de empotramiento virtual con las cargas fuerzas horizontales y momentos, se realizan las combinaciones últimas más desfavorables y nuevamente se distribuyen las cargas, momentos y

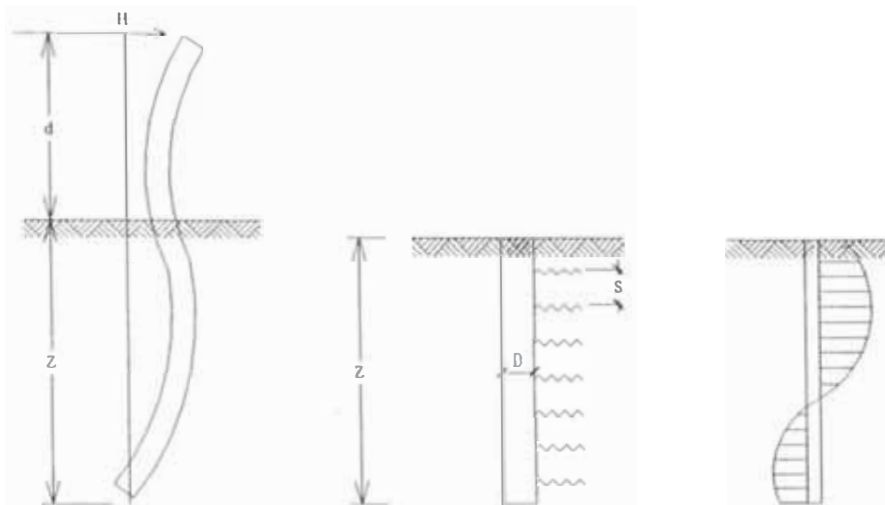
fuerzas mayoradas últimas sobre cada pilote, según el método propuesto en el ítem b2.

b.9) Con estas cargas, fuerzas y momentos últimos se diseñan los pilotes como columnas sujetas a flexocompresión.

**c) Método computarizado**

Idealización del resorte del suelo

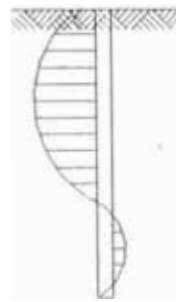
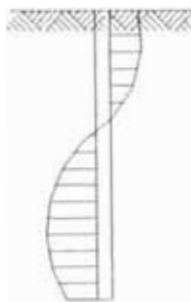
Se modela al pilote como una viga soportada por soportes discretos para representar la resistencia del suelo en un medio elástico.



**Pilote con carga horizontal**

**Idealización del pilote con resortes**

**Distribución de presiones**



**Distribución de cortantes**

**Distribución de momentos**

$K_h$  = coeficiente de Balasto horizontal para suelos cohesivos o granulares  
 en suelos cohesivos es uniforme y en suelos granulares es variable con la altura.

$S$  = separación entre resortes

$D$  = diámetro de pilote



#### 4.03.2 Pilotes Excavados

Estos tienen como característica de llenarse de concreto en excavaciones efectuadas previamente con equipos rotatorios y manteniendo la excavación abierta con funda metálica o con lodo Bentomítico, estos son circulares debido al equipo que la excava.

##### a) Ventajas y Desventajas

###### Ventajas

- La longitud puede ser variada para adaptarse a las diversas condiciones de suelo.
- El suelo excavado puede ser inspeccionado o se puede muestrear.
- Se pueden instalar en diámetros grandes.
- Se pueden colocar en grandes longitudes.
- Se pueden colocar sin ruidos ni vibraciones.
- No existe riesgo de levantamiento del suelo.

###### Desventajas

- Son susceptibles a estrechamiento en tierra comprimible.
- El concreto no se vacía en condiciones ideales no puede ser inspeccionado.
- Los métodos de perforación pueden aflojar suelos arenosos o gravosos.

##### b) Diseño de pilotes excavados.

Se cumple con el mismo procedimiento que para los pilotes hincados de los ítems b1, b2 de 4.03.1.

b.3) La capacidad geotécnica última o capacidad de soporte axial, se calculan con las fórmulas de capacidad axial por punta y fricción para suelos cohesivos y no cohesivos, según el ítem del capítulo 4.02.2.

b.4) La determinación de la longitud por fricción y punta para absorber la carga transmitida en concordancia con el ítem 4.02.2

b.5) Igual que para pilotes hincados.

b.6) Igual que para pilotes hincados.

b.7) Para pilotes excavados sometidos a fuerzas horizontales se puede calcular la profundidad de empotramiento virtual. Además de la misma manera que el caso de pilotes hincados también puede aplicarse el método de Brinch

Hansen, también se puede utilizar el método computacional con el SAP 2000, igual que se idealizo para los pilotes hincados.

b.8 y b.9) Se aplica el mismo criterio que para pilotes hincados.

#### 4.04. Caissones

Son estructuras de base ancha y profunda y que permiten transmitir cargas muy altas de la superestructura hacia el terreno firme y competente.

Los caissones más usados son los abiertos, circulares o rectangulares, que tienen un borde cortante que vence la fricción del terreno por peso propio, siendo eliminado el terreno interior, conforme se va introduciendo el caisson.

##### a) Ventajas

Se usa generalmente cuando se transmite grandes cargas como en puentes de grandes luces.

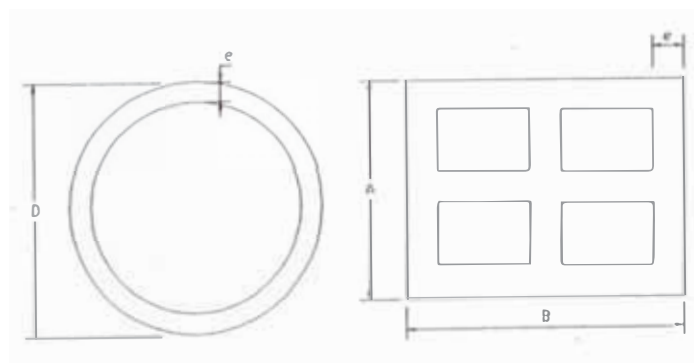
Se puede vencer grandes tirantes de agua permanente como en arenas y gravas, durante el proceso constructivo.

- Tiene mucha capacidad para soportar cargas horizontales producto de la respuesta del suelo horizontal.

Se puede trabajar en suelos con presencia de bolonería.

##### b) Desventajas

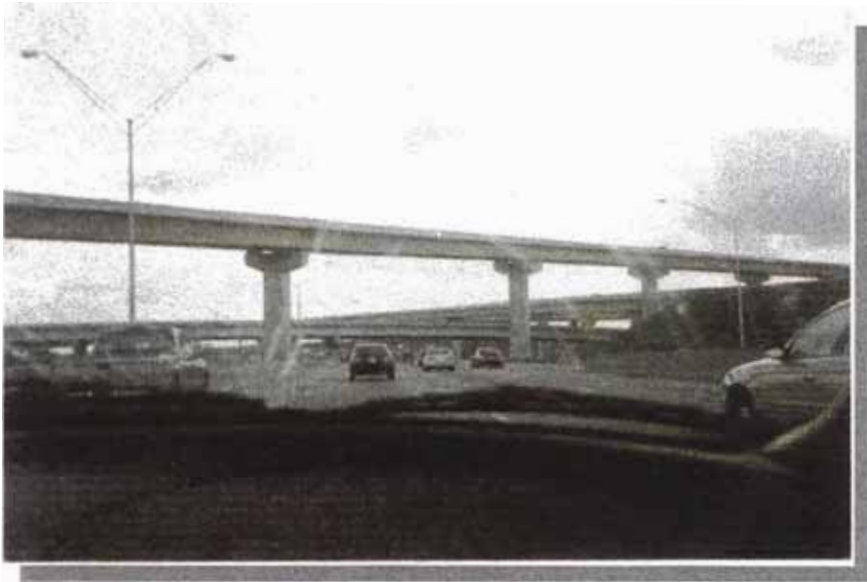
- En grandes longitudes se pierde la verticalidad que deben tener estas estructuras, sino se tiene cuidado en el hincado.
- Cuando existe gran presencia de agua, requiere de bombas muy grandes o de cámara de presión para poder bajar el caisson, convirtiéndose en un caisson neumático.



**Secciones Típicas de Caissones**



**Puente 24 de Julio - Perú**



**Pilares de gran altura tipo cajón - USA**



**Pilares tarjeta con grandes voladizos postensados - USA**

### c) Diseño de Caisson

- c.1) Determinación de todas las cargas y fuerzas actuantes sobre la estructura a esfuerzos de trabajo y últimas, según el grupo y combinaciones más desfavorables, ver Cuadro 3.4.
- c.2) Los caissons se deben diseñar en una primera etapa para vencer la fricción lateral del terreno, por lo que el espesor de las paredes deben producir un peso suficiente para vencer la fricción, se puede tomar como referencia los valores que se indican

**Cuadro 4.7**

**Valores observados para caissons de la fricción superficial  
(Terzaghi y Peck)**

Tipo de Suelo	Fricción Superficial t/m <sup>2</sup>
Arcilla suave y limo	0.7 - 3.0
Arcilla muy rígida	5.0 - 20.0
Arena suelta	1.2 - 3.6
Arena densa	3.3 - 6.7
Grava densa	5.0 - 10.0

Las dimensiones del diámetro del caisson (B) o las longitudes A y B con el espesor (e), forman elementos que generan el peso suficiente para vencer la fricción lateral en el perímetro del caisson.

$$\pi \frac{D_1^2}{4} * e * 2.4t/m^3 > \pi D * f(t/m^2)$$

D = diámetro del eje del caisson.

D = diámetro exterior.

f = fricción según el Cuadro 4.7.

e = espesor de la pared del caisson.

La profundidad del caisson, será determinado por los estudios de suelos y geotécnia, como también de los estudios hidráulicos e hidrológicos, donde se tomará en cuenta la socavación o erosión.

### c.3) Fuerzas que actúan en el caisson

Empuje de tierras

Fuerza de frenado longitudinal.

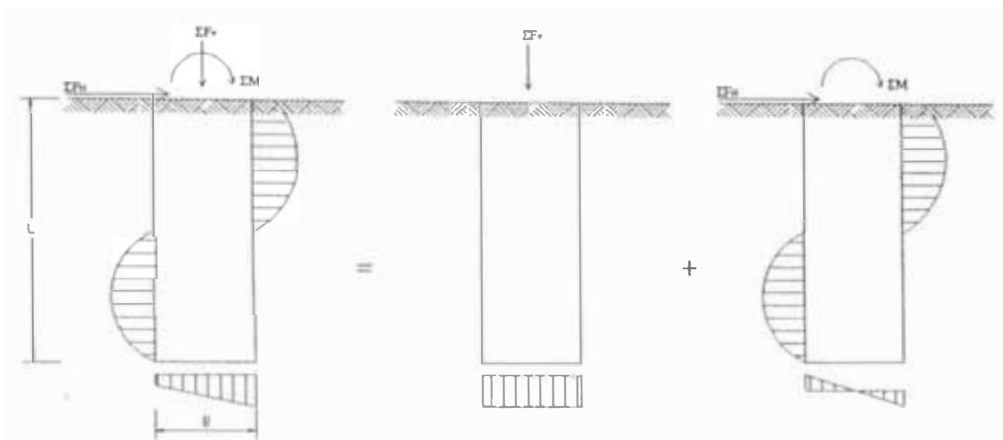
Fuerza de la corriente de agua (pilares)

Sismo de la superestructura y del caisson.

Subpresión.

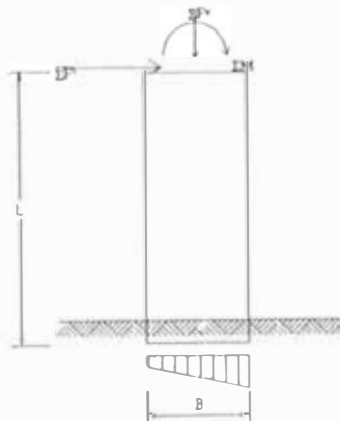
c.4) Estabilidad de los caissons

Los caissons son estructuras que cuando están sometidos también a fuerzas horizontales, como el caso de los puentes y si hay confinamiento lateral (presencia de terreno circundante) tienen una capacidad de respuesta del suelo que ayuda a equilibrar las fuerzas horizontales y sus esfuerzos y presiones al suelo en la base y en las paredes se puede calcular idealizando a la estructura con resorte en las paredes laterales y en el fondo de la base mediante un programa computarizado como el SAP 2000 u otro.



a)

**Distribución de presiones cuando existe confinamiento lateral del terreno en caissons**

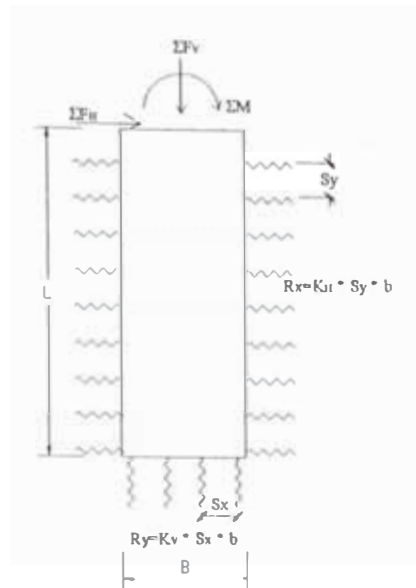


b)

**Distribución de presiones (a servicio) cuando no existe confinamiento del terreno, como en pilares cuando hay socavación**

Para calcular las presiones y estabilidad del caso b), se puede utilizar las ecuaciones 3.4, 3.5, 3.6 y 3.7.

Para calcular las presiones cortantes y momentos para caissons caso a), se puede idealizar la estructura de la forma siguiente con cargas a servicio y compararse con la capacidad admisible del terreno (capacidad de soporte por punta, suelos no cohesivos, ecuación 4.12 y 4.18.



- $R_x, R_y$  = reacciones del resorte
- $S_s, S_y$  = separaciones del resorte
- $b$  = ancho de diseño del modelamiento
- $K_v$  = coeficiente de balasto, ver ítem 4.03.1
- $K_H$  = coeficiente de Balasto horizontes =  $0.5 K_v$

- c.5) Después de calcular las presiones a servicio y para obtener cortante y momentos últimos, debe nuevamente modelarse el caisson y diseñarse a flexo compresión la columna y diseñarse el refuerzo según Capítulo 8 del AASHTO-96.
- c.6) La capacidad de soporte para caissons puede tratarse considerando sólo la resistencia por punta y depreciando la capacidad por fricción y según las fórmulas 4.12 y 4.18 de pilotes excavados.

### Suelos cohesivos

La resistencia última de punta de pilotes excavados cargados axialmente y construidos en suelos cohesivos sujetos a condiciones no drenadas, se puede determinar usando la siguiente expresión:

$$Q_T = q_T A_t = N_c s_{ult} A_t$$

Donde:

$q_t$  = resistencia unitaria última de punta  $k/cm^2$

$A_t$  = área de la punta  $m^2$

$N_c$  = factor de carga

$S_{ut}$  = resistencia corte no drenada a  $2B$  de la punta en  $k/cm^2$

Los valores del factor de capacidad de soporte  $N_c$  pueden determinarse usando la siguiente expresión:

$$N_c = 6.0 \left[ 1 + 0.2 \left( \frac{D}{B_t} \right) \right]; \quad N_c \leq 9$$

Donde:

$D$  = longitud pilote  $m$

$B_t$  = diámetro de la punta pilote  $m$

$q_t$  = resistencia unitaria última de punta  $k/cm^2$

La capacidad unitaria de punta límite ( $q_T = N_c s_{ut}$ ) es de  $391.4 t/m^2$  (80 ksf)

El valor de  $s_{ut}$  debe determinarse de ensayos de laboratorio o de campo sobre muestras inalteradas obtenidas dentro de una profundidad de  $2B$ , por debajo de la punta del pilote. Si el suelo dentro de la profundidad de  $2B$  de la punta del pilote es de consistencia blanda, el valor de  $N_c$  debe ser reducido a la tercera parte.

Si  $B_t > 2$  metros (6.25 pies; 75") y los asentamientos del pilote no son determinados, el valor de  $q_T$  debe reducirse al valor  $q_{TR}$  usando la siguiente expresión:

$$q_{TR} = F_r q_T$$

$$q_{TR} = F_r q_T = \left( \frac{2.5}{aB_t/12 + 2.5b} \right) q_T$$

$$a = 0.0071 + 0.0021 \left( \frac{D}{B_t} \right); a \leq 0.015$$

$$b = 0.45(s_{ut})^{0.5}; 0.5 \leq b \leq 1.5$$

El valor límite de  $q_{TR}$  es  $391.4 t/m^2$  (80 ksf)

El valor de  $Q_T$  para pilotes en suelos cohesivos bajo condiciones de carga drenada puede calcularse usando el procedimiento descrito en el ítem d.

**Suelos No cohesivos**

La resistencia última de punta de pilotes cargados axialmente en suelos no cohesivos o para análisis bajo esfuerzos efectivos de pilotes en suelos cohesivos, puede estimarse utilizando la siguiente ecuación:

$$Q_T = q_T A_t$$

El valor de  $q_T$  puede determinarse de ensayos de penetración estándar usando el valor de número de golpes sin corregir dentro de una profundidad de  $2B$  por debajo de la punta del pilote. En el Cuadro 4.4 se presentan valores de  $q_T$

**Cuadro 4.4**  
**Valores recomendados de  $q_t$  para estimar la resistencia de punta de pilotes en suelos no cohesivos**  
**(Reese y O'Neill, 1988)**

Resistencia a la penetración N (sin corregir)	Valor de $q_T$ (kg/cm <sup>2</sup> )
0 - 75	0.58 N
>75	43.75

Notas:

\*Valor último o valor para un asentamiento del 5% del  $B_t$

Si  $B_t > 1.3$  m (4.2 pies; 50 pulgadas) y los asentamientos del pilote no son evaluados, el valor de  $q_t$  debe reducirse al valor de  $q_{TR}$  utilizando la siguiente expresión:

$$q_{TR} = \frac{1.27q_T}{B_t} (B_t \text{ en m})$$



## 5.0. APLICACIONES Y CALCULO ESTRUCTURAL

**METODO DE ANALISIS ESPECTRAL UNIMODAL**

**OBTENCION DE PERIODOS DE VIBRACION Y DESPLAZAMIENTOS**

**PUENTE: PUENTE LOSA DE 3 TRAMOS DE CONCRETO ARMADO  
DISEÑO SISMICO DE PUENTES**

**1.- APLICABILIDAD O ALCANCE**

- Puentes de acero, concreto reforzado y presforzado con luz  $\leq 150$  m.
- No es necesario realizar diseño sísmico para alcantarillas.
- Los puentes colgantes, atirantados, arco, de voladizos sucesivos y puentes móviles no estan cubiertos por el diseño sísmico presentado.

**2.- DISEÑO PRELIMINAR**

**DATOS DEL PUENTE**

LUZ TOTAL =	45 m.
PESO DE LA SUPERESTRUCTURA	748 Ton.
No DE LUCES =	3
PILAR TIPO	1 PLACA = 1 PORTICO = 2

**CARACTERISTICAS DE LA PLACA**

		CIRCULAR = 1 RECTANGULAR 2
ANCHO (byy) =	0.9 m. (Lado en la dirección longitudinal al puente)	
PERALTE (hxx) =	4 (Lado transversal al eje del puente)	
ALTURA (H) =	8 m	
E =	2.10E+06 Ton/m <sup>2</sup>	
I <sub>xx</sub> =	0.243 m <sup>4</sup>	I <sub>xx</sub> = hxx byy <sup>3</sup> / 12
I <sub>yy</sub> =	4.8 m <sup>4</sup> .	I <sub>yy</sub> = hyy bxx <sup>3</sup> / 12
Asumiendo losa infinitamente rígida, $K = (12 EI / H^3) n$		Donde n = # de Columnas o Placas
K <sub>xx</sub> PUENTE =	23920.31 Ton/m.	X-X = DIRECCION LONGITUDINAL AL PUENTE
K <sub>yy</sub> PUENTE =	472500.00 Ton/m.	Y-Y = DIRECCION TRANSVERSAL AL PUENTE

**3.- COEFICIENTE DE ACELERACION**

**A = 0.4**

Es la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años  
Se calculan con el mapa de Isoaceleraciones

**4.- COEFICIENTE DE SITIO**

**S = 1.2**

Los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte.

COEFICIENTES DE SITIO

TIPO	DESCRIPCION	S
S1	Roca o suelos muy rígidos con profundidad < 61 m.	1
S2	Arcilla rígida, suelos estables sobre rocas con profundidad > 61 m	1.2
S3	arcillas blandas o medianamente rígidas 9 m o mas de prof. Con o sin capas de arena	1.5
S4	Mas de 12 m de arcillas blandas, con velocidad de ondas de corte de 150 m/s.	2

5.- CLASIFICACION POR IMPORTANCIA

I = 1

	Importancia (i)	Tipo de Puentes
1	I	Puentes esenciales
2	II	Otros Puentes

6.- CATEGORIA DE COMPORTAMIENTO SISMICO

CCS = D

Coeficiente de Aceleración	Clasificación por importancia	
	I (Esenciales)	II (Otros Puentes)
$\Lambda < 0.09$	A	A
$0.09 < \Lambda \leq 0.19$	B	B
$0.19 < \Lambda \leq 0.29$	C	C
$0.29 < \Lambda$	D	C

7.- COEFICIENTES DE MODIFICACION DE RESPUESTA

Las fuerzas elásticas obtenidas del análisis unimodal o multimodal, deben reducirse dividiendo entre el Coeficiente de Modificación de respuesta **R** y así obtener las fuerzas sísmicas de diseño para cada elemento estructural individual y sus conexiones.

SUBESTRUCTURA	R
Pilar tipo muro	2.0
Viga cabezal de concreto reforzado sobre pilotes	
(a) Sobre pilotes verticales	3.0
(b) Uno o mas pilotes inclinados	2.0
Columnas solas	3.0
Viga cabezal de acero o acero compuesto con concreto	
(a) Sobre pilotes verticales	5.0
(b) Uno o mas pilotes inclinados	3.0
Pórticos con dos o mas columnas	5.0

CONEXIONES	R
Superestructura al estribo	0.8
Juntas de expansión dentro de una luz de la superestructura	0.8
Columnas, pilas o viga cabezal sobre pilotes, al dado o a la superestructura	1.0
Columnas o pilas a la fundación	1.0

8.- NUMERO DE LUCES DEL PUENTE

3

9.- SELECCIÓN DEL METODO DE ANALISIS

Un puente es Regular cuando no tiene cambios abruptos en su masa, rigidez o geometria dentro de los tramos y en los apoyos.

Puente Irregular es el que no satisface los requisitos de puente regular.

Puente Regular = I si = 1  
 Categoría = D no = 0

Categoria de Comportamiento sismico	Procedimiento de análisis mínimos requeridos		
	Puentes Regulares o irregulares de una luz	Puentes con 2 o mas luces	
		Regulares	Irregulares
A	1	1	1
B	1	2	2
C	1	2	3
D	1	2	3

**SE USARA EL PROCEDIMIENTO DE ANALISIS 2**

**METODO SIMPLIFICADO - PROCEDIMIENTO 1 (AASHTO Art. 4.5 y 4.6)**

Las fuerzas sísmicas Horizontales que transmite la superestructura a los apoyos y estribos tanto longitudinal como transversalmente, se calculan multiplicando la reacción en el apoyo o estribo causados por la carga muerta por el coeficiente sísmico  $C_s$ .

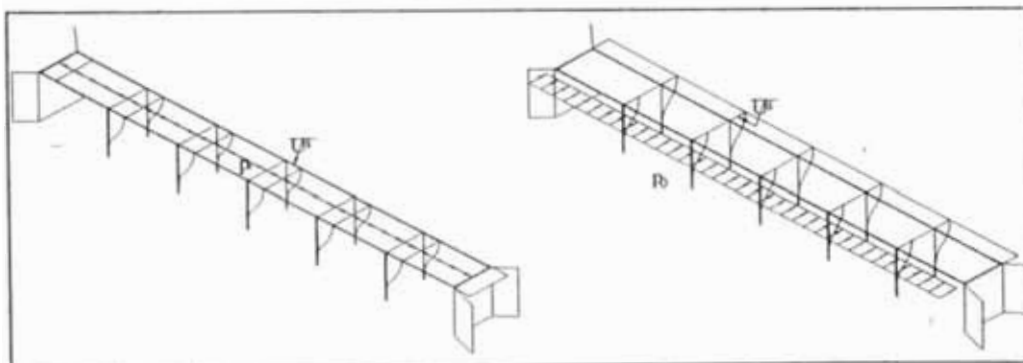
Las fuerzas sísmicas elásticas obtenidas por este método no se dividen por el coeficiente de modificación de Respuesta R (AASHTO Art. 3.7).

Tipo de Puente	Categoria de comportamiento sismico	Coeficiente sismico
una luz	A	A
	B	
	C	
	D	
Dos o mas luces	A	0.2

$C_s + 0.2$

**METODO DE ANALISIS ESPECTRAL UNIMODAL - PROCEDIMIENTO 2 (AASHTO Art. 5.3)**

**SUPERESTRUCTURA SOMETIDA A CARGA AXIAL UNITARIA**



EN LA DIRECCION LONGITUDINAL

EN LA DIRECCION TRANSVERSAL

**Paso 1**

Se calculan los desplazamientos horizontales estáticos  $U_{S(x)}$  producidos por una fuerza horizontal unitaria uniforme  $p_0$ .

$K_{xx} = 23920.31 \text{ Ton/m}$   
 $k_{yy} = 472500.00 \text{ Ton/m}$

Aplicando una carga uniformemente distribuida a lo largo del puente =  $p_0 = 1 \text{ ton/m}$ , en el sentido longitudinal (X-X) y en el sentido transversal (Y-Y), asumiendo losa infinitamente rígida, los desplazamientos son iguales en los pilares:

$U_{S(X)} = 0.001881246 \text{ m.}$		0.1881 cm	$U_{S(X)} = p_0 L / K_{XX}$
$U_{S(Y)} = 9.52381E-05 \text{ m.}$		0.0095 cm	$U_{S(Y)} = p_0 L / K_{YY}$

**Paso 2**

Calcular w, que es el peso de la superestructura y subestructura en unidades de Fuerza/longitud.

$w_{(x)} = 19.694 \text{ ton/m.}$

$w_{(y)} = 19.694 \text{ ton/m.}$

$a_x = 0.0847 \text{ m}^2 \quad (a = U_{s(x)} L)$

$a_y = 0.00428571 \text{ m}^2 \quad (a = U_{s(x)} L)$

$b_x = 1.6672 \text{ Ton} \cdot \text{m} \quad (b = a w)$

$b_y = 0.08440381 \text{ Ton} \cdot \text{m} \quad (b = a w)$

$g_x = 0.0031 \text{ Ton} \cdot \text{m}^2 \quad (g = b U)$

$g_y = 0.00000804 \text{ Ton} \cdot \text{m}^2 \quad (g = b U)$

**Paso 3**

Cálculo del periodo fundamental

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{\rho_0 g \alpha}}$$

Entonces :

$T_x = 0.386 \text{ seg.}$

$T_y = 0.087 \text{ seg.}$

**COEFICIENTE DE RESPUESTA SISMICA ESTATICA (ESPECTRO DE DISEÑO)**

	<b>SISMO EN X</b>	<b>SISMO EN Y</b>
	$C_{s \ x}$	$C_{s \ y}$
$C_s = \frac{1.2 A S}{T_m^{2/3}} \leq 2.5 A$ (1)	1	1.000

Si el suelo es tipo S3 o S4, donde  $A \geq 0.30$  :

$C_s = \frac{1.2 A S}{T_m^{2/3}} \leq 2.0 A$ (2)	0.8	0.8
--	-----	-----

Si el suelo es tipo S3 o S4, y  $T < 0.30 \text{ seg}$  :

$C_s = A (0.80 + 4.0 T_m)$ (3)	0.9376	0.4592
--------------------------------	--------	--------

Si  $T > 4.0 \text{ seg}$  :

$C_s = \frac{3 A S}{T_m^{4/3}}$ (4)	0.16	0.16
-------------------------------------	------	------

SISMO EN LA DIRECCION X-X

Se usará la ecuación 1

Entonces  $C_s = 1.000$

SISMO EN LA DIRECCION Y-Y

Se usará la ecuación 1

Entonces  $C_s = 1.000$

Fuerza sísmica estática equivalente por medio de la expresión  $p_e(x) = (b Sa)/g w_{(x)} U_{s(x)}$

FUERZA SISMICA EN LA DIRECCION X-X

FUERZA SISMICA EN LA DIRECCION Y-Y

$p_e(x) = 19.69 \text{ Ton/m.}$ $p_{total}(x) = 886.24 \text{ ton}$ $U_{TOTAL(X)} = 3.70 \text{ cm}$	$p_e(y) = 19.69 \text{ Ton/m.}$ $p_{total}(y) = 886.24 \text{ ton}$ $U_{TOTAL(Y)} = 0.19 \text{ cm}$
--	--

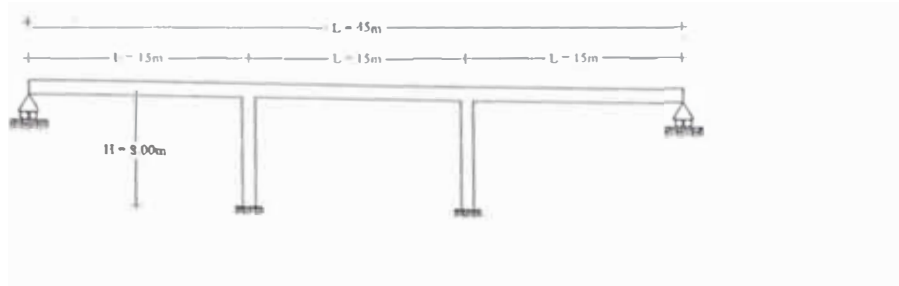
**METODO DE ANALISIS ESPECTRAL MULTIMODAL**

**OBTENCION DE PERIODOS DE VIBRACIÓN Y DEZPLAZAMIENTOS  
(Programa de cómputo SAP2000)**

**PUENTE: PUENTE LOSA DE 3 TRAMOS DE CONCRETO ARMADO**

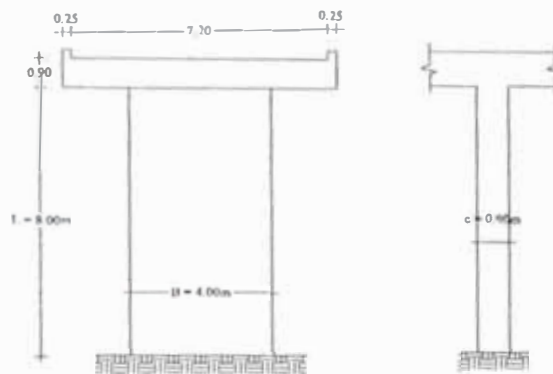
**1.- DATOS GENERALES**

Luz Total = 45.00 m  
Wconc = 2.40 Tn/m<sup>3</sup>



**SECCIONES DE LA LOSA.-**

B<sub>Losa</sub> = 7.70 m  
e = 0.90



**SECCIONES DEL PILAR -**

B = 4.00 m  
e = 0.90 m  
H = 8.00 m

**PROPIEDADES DEL MATERIAL**

E = 250998 kg/cm<sup>2</sup>  
Md Poisson = 0.20  
F<sub>c</sub> = 280 kg/cm<sup>2</sup>  
f<sub>y</sub> = 4200 kg/cm<sup>2</sup>



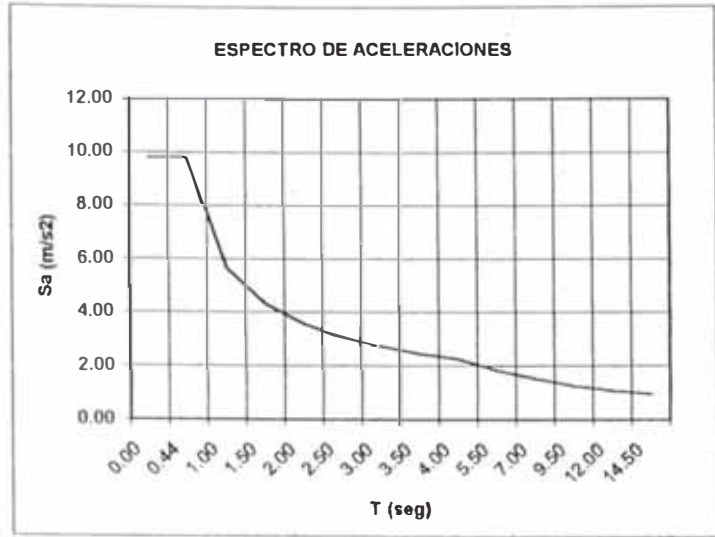
**2.- INGRESO DEL ESPECTRO**

**CONSIDERACIONES**

- El número de modos debe ser igual a tres veces el número de luces o 25 modos.
- La combinación modal debe realizarse con la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de la participación de cada modo

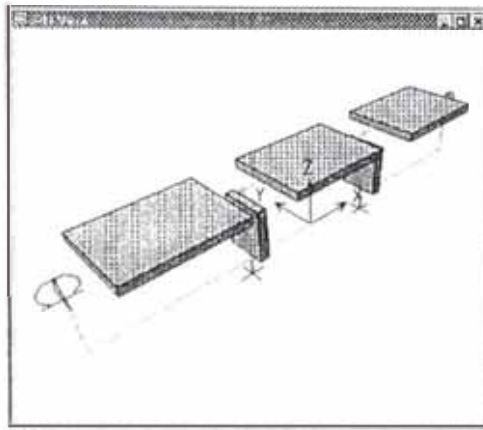
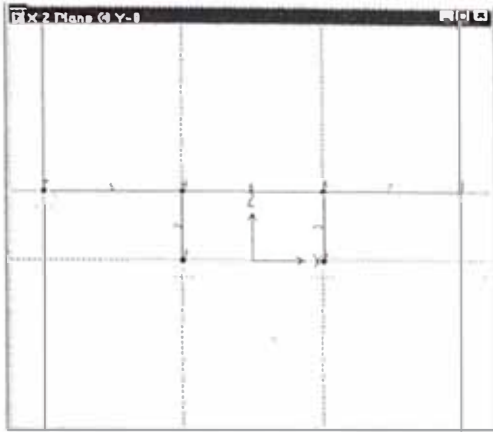
Para tal efecto se debe ingresar el espectro de respuesta sísmica o espectro de diseño, de la siguiente manera

T (seg)	CS (frac. de g)	Sa (m/s <sup>2</sup> )
0.00	1.00	9.81
0.44	1.00	9.81
1.00	0.58	5.65
1.50	0.44	4.32
2.00	0.36	3.56
2.50	0.31	3.07
3.00	0.28	2.72
3.50	0.25	2.45
4.00	0.23	2.24
5.50	0.19	1.81
7.00	0.16	1.54
9.50	0.13	1.26
12.00	0.11	1.08
14.50	0.10	0.95



**3.- RESULTADOS OBTENIDOS POR EL SAP2000**

**NUMERACION DE ELEMENTOS Y NUDOS**

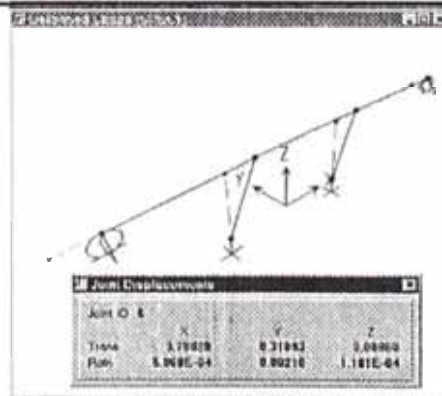


SAP2000 v6.11 File: PORTICO Kgf-cm Units PAGE 1

**DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA**

JOINT	LOAD	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
2	SPEC1	3.79	0.0	0.0	0.00051	0.00105	0.00024
3	SPEC1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	SPEC1	3.78	0.31890	0.00860	0.00051	0.00210	0.00012
5	SPEC1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	SPEC1	3.78	0.31890	0.00860	0.00051	0.00210	0.00012
8	SPEC1	3.79	0.0	0.0	0.00051	0.00105	0.00024

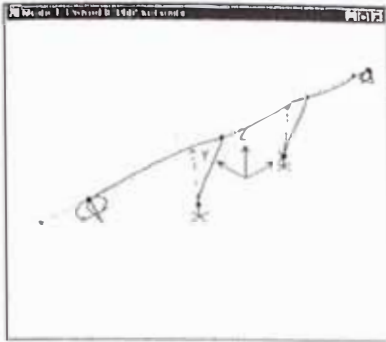
MAX DESPLZ. (X) = 3.79 cm  
 MAX DESPLZ. (Y) = 0.319 cm



**PERIODOS DE MODOS DE VIBRACION DE ESTRUCTURA**

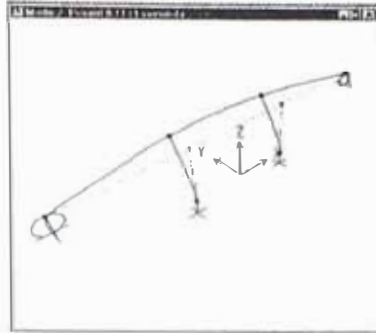
MODO 1

$T_x = 0.3902 \text{ seg.}$



MODO 2

$T_y = 0.1133 \text{ seg.}$



SAP2000 v6.11 File: PORTICO Kgf-cm Units PAGE 1

**REACCIONES EN LOS NUDOS**

JOINT	LOAD	F1	F2	F3	M1	M2	
2	SPEC1	0	91821	33123	0	0	0
3	SPEC1	409031	192395	97923	153915696	179741664	1298505
5	SPEC1	409031	192395	97923	153915696	179741664	1298505
8	SPEC1	0	91821	33123	0	0	0

Fza. (X) =	818.06	Ton.
Fza. (Y) =	568.43	Ton.



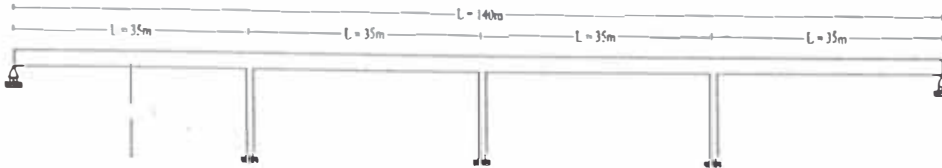
**METODO DE ANALISIS ESPECTRAL MULTIMODAL**

**OBTENCION DE PERIODOS DE VIBRACION Y DEZPLAZAMIENTOS  
(Programa de computo SAP2000)**

**PUENTE PUENTE DE 4 TRAMOS DE CONCRETO ARMADO (SECCION VIGA T)**

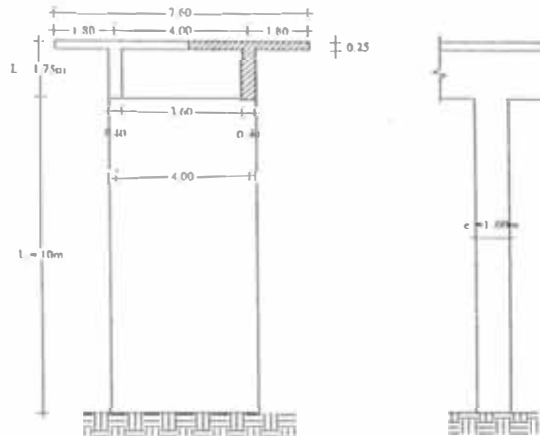
**1.- DATOS GENERALES**

Luz Total= 140.00 m  
Wconc = 2.40 Tn/m<sup>3</sup>



**SECCIONES DE LA LOSA.-**

B<sub>Losa</sub> = 7.70 m  
e = 0.25 m



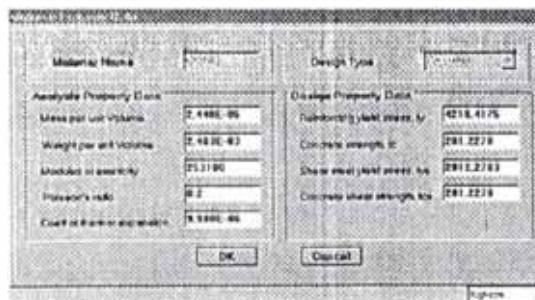
**SECCIONES DEL PILAR.-**

B = 4.40 m  
e = 1.00 m  
H = 10.00 m

**PROPIEDADES DEL MATERIAL**

CONCRETO

E = 250998 kg/cm<sup>2</sup>  
Md. Poisson = 0.20  
F'c = 280 kg/cm<sup>2</sup>  
fy = 4200 kg/cm<sup>2</sup>



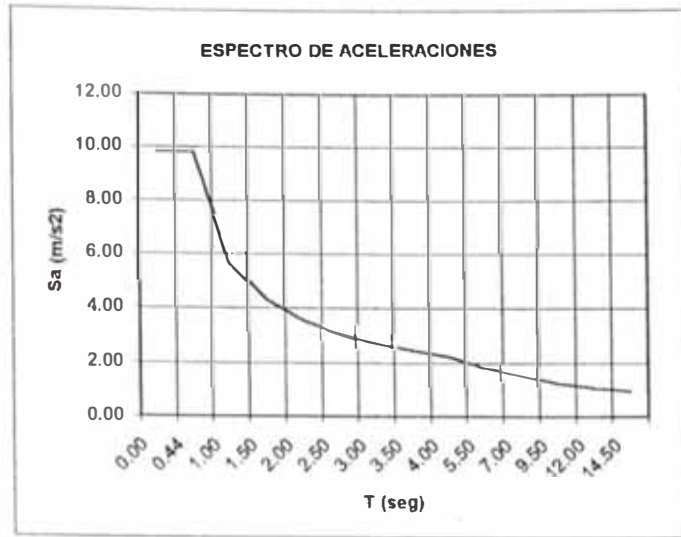
**2.- INGRESO DEL ESPECTRO**

**CONSIDERACIONES**

- El número de modos debe ser igual a tres veces el número de luces o 25 modos.
- La combinación modal debe realizarse con la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de la participación de cada modo.

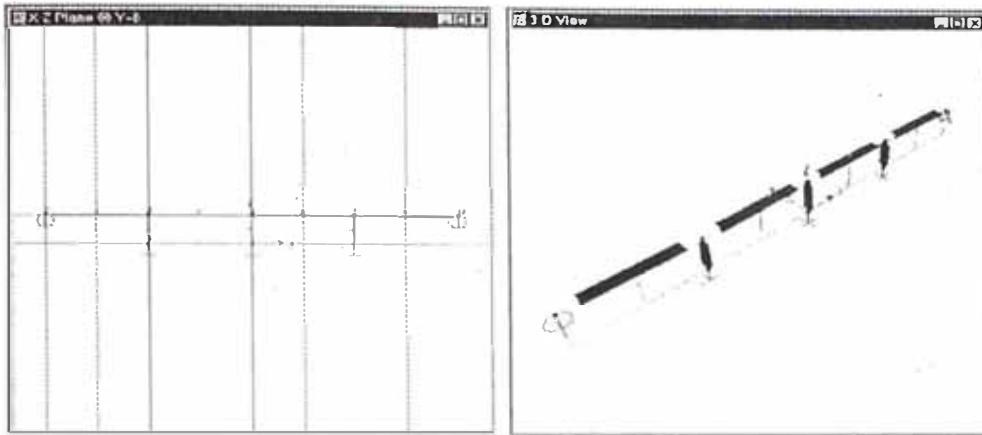
Para tal efecto se debe ingresar el espectro de respuesta sísmica o espectro de diseño, de la siguiente manera.

T	CS	Sa
(seg)	(frac. de g)	(m/s <sup>2</sup> )
0.00	1.00	9.81
0.44	1.00	9.81
1.00	0.58	5.65
1.50	0.44	4.32
2.00	0.36	3.56
2.50	0.31	3.07
3.00	0.28	2.72
3.50	0.25	2.45
4.00	0.23	2.24
5.50	0.19	1.81
7.00	0.16	1.54
9.50	0.13	1.26
12.00	0.11	1.08
14.50	0.10	0.95



**3.- RESULTADOS OBTENIDOS POR EL SAP2000**

**NUMERACION DE ELEMENTOS Y NUDOS**

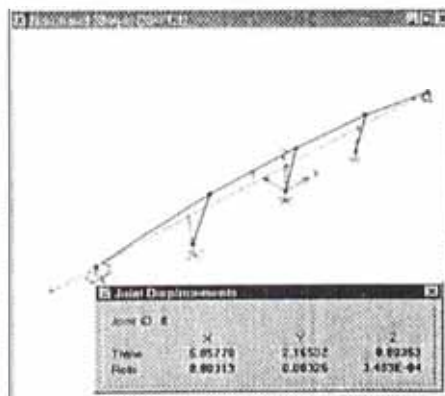


SAP2000 v6.11 File: PORTICO Kgf-cm Units PAGE 1

**DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA**

JOINT	LOAD	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
2	SPEC1	5.12	0.0	0.0	0.00313	0.00161	0.00076
3	SPEC1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	SPEC1	5.06	2.16	0.00353	0.00313	0.00325	0.00035
5	SPEC1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	SPEC1	5.03	2.62	0.000017	0.00380	0.00246	0.0
7	SPEC1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8	SPEC1	5.06	2.16	0.00353	0.00313	0.00325	0.00035
10	SPEC1	5.12	0.0	0.0	0.00313	0.00161	0.00076

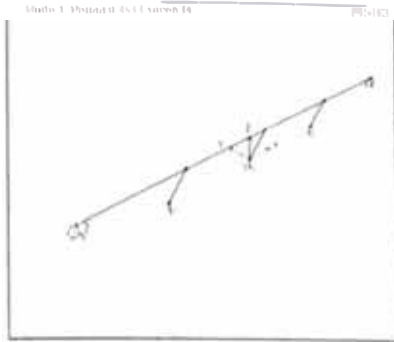
MAX DESPLZ. (X) = 5.12 cm  
 MAX DESPLZ. (Y) = 2.62 cm



**PERIODOS DE MODOS DE VIBRACION DE ESTRUCTURA**

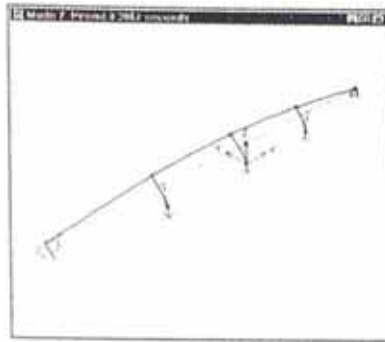
**MODO 1**

$T_x = 0.4538 \text{ seg.}$



**MODO 2**

$T_y = 0.3062 \text{ seg.}$



SAP2000 v6.11 File: PORTICO Kgf-cm Units PAGE 1

**REACCIONES EN LOS NUDOS**

JOINT	LOAD	F1	F2	F3	M1	M2	M3
2	SPEC1	0.0	1882.12	7886.55	0.0	0.0	0.0
3	SPEC1	185822	140211	19641	1.4E+08	1.08E+08	1924977
5	SPEC1	205803	170867	9.66	1.71E+08	1.14E+08	0.00058
7	SPEC1	185822	140211	19642	1.4E+08	1.08E+08	1924977
10	SPEC1	0.0	1882.12	7886.55	0.0	0.0	0.0

Fza. (X) = 577.4 Ton.  
 Fza. (Y) = 455.1 Ton.

**CALCULO DE PRESIONES ADMISIBLES DEL ESTRIBO**

- Según Norma AASHTO : Sección 4 - Cimentaciones

**TIPO DE TERRENO:**

- Escoger    
 1. Falla local- Suelos finos(arcillas,arenas)   
 2. Falla General -Suelos granulares( conglomerados)   
 3. Rocas

**Datos:**

C = cohesión suelo (kg/cm2)	0.54	kg/cm2
f=ángulo de fricción interna( grados)	9.6	grados
B = ancho de zapata (m)	6	m
L = longitud de zapata (m)	12	m
Nc, Nq, Ny = factores de capacidad de carga		
Nc=	7.92	
Nq=	2.25	
Ny=	1.03	

**CARGAS EXCENTRICAS**

Q = Fuerza vertical	89.02	tn
P = Fuerza horizontal	29.00	tn
R = Resultante	93.62	tn
0 = angulo de excentricidad de la carga	71.96°	grados
eB = excentricidad	0.24	
B' = B - 2 eB	5.52	m
L' =	12.00	m
B = B'		
sc, sy, sq = factores de forma de la cimentación , adimensional		
sc = 1 + B / L ( Nq / Nc ) =	1.13	
sq = 1 + B / L tg ø =	1.08	
sy = 1 - .4 B / L =	0.82	

**PESO UNITARIO TOTAL DEL SUELO O ROCA**

**NIVEL FREATICO:**

- Escoger:    
 1. Tiene   
 2. No tiene

**1. Nivel Freático**

Zw = profundidad desde la base de la cimentación hasta la superficie del nivel freático =

Ym = peso unitario húmedo del suelo

Y' = peso unitario sumergido del suelo o roca

**Datos:**

Número de estratos=

# de Estrato	D(m)	g (gr/cm3)	D*g
1	8.70	1.60	13.92
	8.70	1.60	13.92

$$g_m = \frac{\text{Suma}(g \cdot D)}{\text{Suma } D} = \boxed{1.60} \text{ gr/cm}^3$$

$$g' = g - 1 = \boxed{0.60} \text{ gr/cm}^3$$

**Caso 1**

Para  $\alpha < 37^\circ$

- a. Para  $Z_w \geq B$  ,  $g = g_m$
- b. Para  $Z_w < B$  ,  $g = g' + Z_w/B \cdot (g_m - g')$
- c. Para  $Z_w \leq 0$  ,  $g = g'$

**Caso 2**

Para  $\alpha \geq 37^\circ$

$$D = 0.5 B \lg(45 + \alpha/2)$$

$$g = (2D - Z_w)(Z_w g_m / D^2) + (g' / D^2)(D - Z_w)^2$$

Se usa el Caso 1

$$g = \boxed{0.60}$$

**EXISTE CARGA INCLINADA**

1

- 1.- SI
- 2.- NO

$i_c, i_y, i_q$  = Factores de inclinación de carga, adimensional

$n = [(2 + (L/B) / (1 + (L/B))) \cos^2 + ((2 + (B/L)) / (1 + (B/L))) \sin^2]$	=	1.65
$i_q = (1 - P / (Q + B.L.C \cot \alpha)) n$	=	0.85
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \alpha)$	=	0.74
$i = (1 - P / (Q + B.L.C \cot \alpha)) n + 1$	=	0.76

**HAY BASE DE CIMENTACION INCLINADA**

2

- 1.- SI
- 2.- NO

$b_c, b_y, b_q$  = Factores de inclinación de la base de la cimentación

$b_c, b_y$	=	1.00
$b_q$	=	1.00

**CALCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO**

$D_f =$	8.70	m
$q = Y' D_f = 0.60 \text{ tn/m}^3 \times 8.70 \text{ m}$	5.22	tn/m <sup>2</sup>
$q_{ult} = C N_c S_c b_c i_c + 0.5 Y' B N_y S_y b_y i_y + q N_q S_q b_q i_q$	47.61	tn/m <sup>2</sup>
	4.76	kg/cm <sup>2</sup>
FS = Factor de seguridad =	3.00	
<b>Presión Admisible = <math>q_{ult} / F.S.</math> =</b>	<b>1.59</b>	<b>kg/cm<sup>2</sup></b>

NOTA : En suelos cohesivos estratificados se debe corregir el valor de presión admisible, según el artículo 4.4.7 1.1.7 del AASHTO.

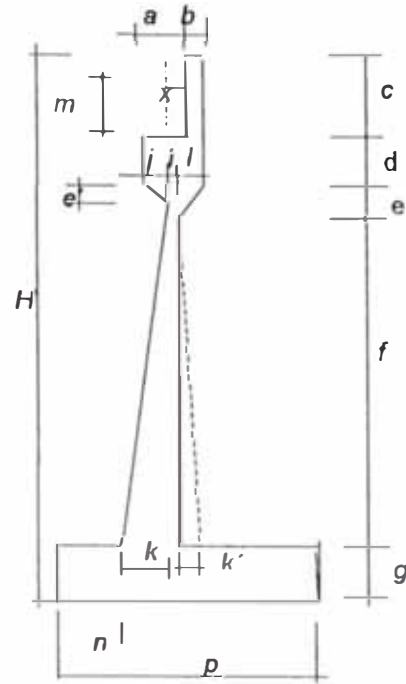


**DISEÑO DE ESTRIBOS EN VOLADIZO**

DESCRIPCION : **ESTRIBO DE CONCRETO ARMADO**

**DATOS**

ALTURA (H) :	10.00
PESO ESPECIFICO SUELO (T/M3)	1.90
ANGULO FRICCION INT.(GRADOS)	35.00
ALTURA DE SOBRECARGA (h')	0.60
PESO ESPEC. CONC.ARM(T/M3)	2.40
COEFICIENTE DE FRICCION	0.50
TALON ANTERIOR (n)	2.00
ALTURA DE CAJUELA (c)	0.80
ALTURA (d)	0.15
ALTURA (e)	0.45
ALTURA (e')	0.45
ALTURA (f)	7.10
PERALTE DE ZAPATA (g)	1.50
ANCHO (i)	0.25
ANCHO (j)	0.225
ANCHO (k)	0.70
ANCHO (k')	0.00
ANCHO (l)	0.350
ANCHO DE CAJUELA (a)	0.625
ANCHO DE PARAPETO (b)	0.20
DIST. EJE APOYO A PARAPETO (x)	0.275
CARGA MUERTA (D)	9.72
CARGA VIVA (L)	3.72
FRENADO	0.19
SISMO (EQ)	0.97
ALTURA DONDE ACTUA EQ (m)	0.40
BASE (p)	5.00



**2. ESTABILIDAD Y PRESIONES**

AREA	F (Tn)	d(m)	M (Tn-m)
1	18.000	2.500	45.00
2	3.834	2.813	10.78
3	5.964	2.467	14.71
4	0.189	3.042	0.57
5	0.135	2.617	0.35
6	0.243	2.813	0.68
7	0.090	2.575	0.23
8	0.081	2.813	0.23
9	0.126	3.100	0.39
10	0.384	3.175	1.22
11	33.511	3.963	132.79
	62.557		206.96

**CALCULO DEL EMPUJE:**

C= 0.27  
H= 10.00

Grupo III	Grupo VII (sin s/c)
hb= 3.51	hb= 3.33
E= 28.83	E= 25.74
Ev= 8.67	Ev= 7.74
Eh= 27.50	Eh= 24.55

Ev (Grupo III)	8.67	5.00	43.35
Ev (Grupo VII)	7.74	5.00	38.71
D	9.72	2.80	27.22

EQ	0.97	9.60	9.33
Eh (Grupo III)	27.50	3.51	96.57
Eh (Grupo VII)	24.55	3.33	81.84
	0.49	9.20	4.47

L (Grupo III)	3.72	2.80	10.42
Frenado (Grupo III)	0.19	10.00	1.86

**Fuerzas verticales**

Grupo III	84.67	Tn.
Grupo VII	80.02	Tn.

**Coef. Deslizamiento**

Grupo III	1.50	>1.5 OK
Grupo VII	1.54	>1.5 OK

**Fuerzas horizontales**

Grupo III	28.17	Tn.
Grupo VII	26.01	Tn.

**Momento Resistente**

Grupo III	287.95	T-mt.
Grupo VII	272.89	T-mt.

**Coef. al Volteo :  $x = \text{Sum}(Mr)/\text{Sum}(Fv)$**

Grupo III	2.8	>2 OK
Grupo VII	2.85	>2 OK

**Momento de Volteo**

Grupo III	102.90	T-mt.
Grupo VII	95.64	T-mt.

$x = \text{Sum}(Mr)/\text{Sum}(Fv)$

Grupo III	3.40
Grupo VII	3.41

$z = Mv/\text{Sum}(Fv)$

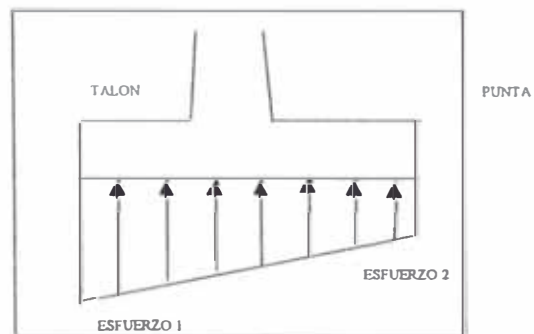
Grupo III	1.22
Grupo VII	1.20

$e = B/2 - x + z$

Grupo III	0.31
Grupo VII	0.28

**PRESIONES EN EL TERRENO**

<b>Grupo III</b>		
Esf 1 =	23.32	Tn/m2
Esf 2 =	10.54	Tn/m2
<b>Grupo VII</b>		
Esf 1 =	21.48	Tn/m2
Esf 2 =	10.53	Tn/m2



**3. CALCULO DE ARMADURA**

**3.1.- DISEÑO DE ZAPATA**

$p_{min} = 0.0018$   
 $f_c(\text{kg/cm}^2) = 140 \text{ Kg/cm}^2$

	Ext Talon	Cara Punta	Ext. Punta
Presion Terreno	Esf 1 = 23.32	15.21	Esf 2 = 10.54
Peso Concreto	3.60	3.60	3.60
Peso Suelo		16.15	16.15
Sobrecarga		1.14	1.14
	<hr/> 19.72	<hr/> -5.68	<hr/> -10.35

**Talón Anterior:**

Longitud del Talon (L1)=	2.00		
Fuerza Cortante (V) =	34.34	$V_u = 58.03$	$\phi_i \cdot V_c = 74.63 \text{ OK}$
Momento maximo (M) =	34.34	$M_u = 58.03$	$\Lambda_s(\text{cm}^2) = 11.14$
		$d(\text{cm}) = 140.00$	$\Lambda_s(\text{min}) = 4/3 \Lambda_s = 14.85$

# VAR.	Diam. (pulg.)	espac.(m)
4	1/2"	0.09
5	5/8"	0.13
6	3/4"	0.19
8	1"	0.34

**Barra J**

# VAR.= 4

$\emptyset(\text{pulg}) = 1/2"$

espac.(m)= 0.09



**Punta**

Longitud de Punta (L2)= 1.83  
 Fuerza Cortante (V) = 14.63  
 Momento maximo (M) = 14.64

Vu = 24.72      phi\*Vc= 74.63 OK  
 Mu = 24.74      Δs(cm2/m)= 4.71  
 d(cm)= 140.00      Δs(min)=4/3 Δs = 6.28

# VAR.	Diam. (pulg.)	espac.(m)
4	1/2"	0.21
5	5/8"	0.32
6	3/4"	0.45
8	1"	0.81

# VAR.= 4

**Barra G**

Ø(pulg)= 1/2"      espac.(m)= 0.21

**Barra N** Refuerzo Transversal: 1/2" @ 0.45 en c/cara

#varillas 12

**3.2.- DISEÑO DE PANTALLA**

fc(kg/cm2)= 210 Kg/cm2

**Refuerzo Vertical**

Peralte (m.) = 0.9  
 Altura Empuje Tierra(m) = 8.50  
 Fuerza Cortante (V) = 20.24  
 Momento maximo (M) = 68.78  
 Momento debido al Empuje = 60.90  
 Momento debido al Sismo = 7.87  
 Momento debido a L.F = 1.58

Vu = 34.21      phi\*Vc= 55.49 OK  
 Mu = 116.23      Δs(cm2/m)= 38.31  
 d(cm)= 85.00

# VAR.	Diam. (pulg.)	espac.(m)
4	1/2"	0.03
5	5/8"	0.05
6	3/4"	0.07
8	1"	0.13

# VAR.= 8  
 diam(pulg)= 1"      espac.(m)= 0.13

**As minimo**

Inercia = 0.065954  
 Mod. de Sec. = 0.142604  
 Mcr = 10.67  
 1.2\*Mcr = 12.81  
 Δs(cm2/m)= 4.02

**Corte de Refuerzo en cara en traccion**

Varilla #	Ø (pulg)	espac. (m)	Punto de corte desde base pant.	12*Ø	d	Longitud medida desde base pant.	Longitud redond.	TIPO DE BARRA
1	1"	0.4	1.66	0.30	0.70	2.36	2.40	C
2	1"	0.4	3.02	0.30	0.57	3.59	3.60	A
3	1"	0.4				7.55	7.60	F

**Refuerzo en cara en compresion**

p=0.0015/2

As(cm2/m)= 6.38

# VAR.	Diam. (pulg.)	espac.(m)
3	3/8"	0.11
4	1/2"	0.20
5	5/8"	0.31
6	3/4"	0.45
8	1"	0.80

# VAR.= 4

**Barra K**

Ø(pulg)= 1/2"  
 espac.(m)= 0.20

>esp. max

**Refuerzo Horizontal**

p = 0.0020

**Cara interna**

$\Delta s(\text{cm}^2/\text{m})=$	17.00	# VAR.		espac.(m)	
$1/3 * \Delta s =$	5.67	3	3/8"	0.13	
		4	1/2"	0.23	
		5	5/8"	0.35	
		6	3/4"	0.50	>esp. max
		8	1"	0.90	>esp. max

# VAR.= 4  
**Barra M** Ø(pulg)= 1/2"  
 espac.(m)= 0.23

**Cara externa**

$2/3 * \Delta s =$	11.33	# VAR.		espac.(m)	
		3	3/8"	0.06	
		4	1/2"	0.11	
		5	5/8"	0.18	
		6	3/4"	0.25	
		8	1"	0.45	

# VAR.= 4  
**Barra L** Ø(pulg)= 1/2"  
 espac.(m)= 0.11

**RESUMEN**

**DESCRIPCION: ESTRIBO DE CONCRETO ARMADO**

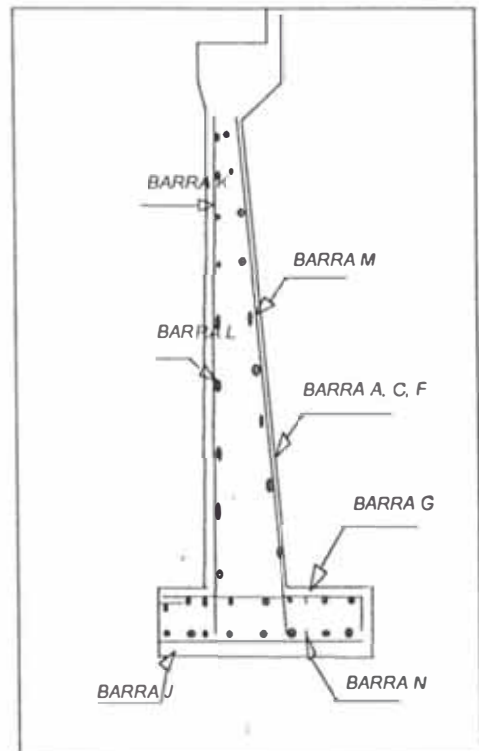
PESO ESPECIFICO SUELO (T/M3)	1.90
ANGULO FRICCION INT.(GRADOS)	35.00
ALTURA DE SOBRECARGA (h')	0.60
PESO ESPEC. CONC.ARM(T/M3)	2.40
COEFICIENTE DE FRICCION	0.50

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS	
ALTURA (H)	10.00
BASE(p)	5.00
PERALTE DE ZAPATA (g)	1.50
PERALTE BASE DE PANTALLA	0.93
PERALTE SUPERIOR PANTALLA	0.23

ESFUERZOS (KG/CM2)		
	GRUPO III	GRUPO VII (SIN S/C)
Esf 1	2.33	2.15
Esf 2	1.05	1.05

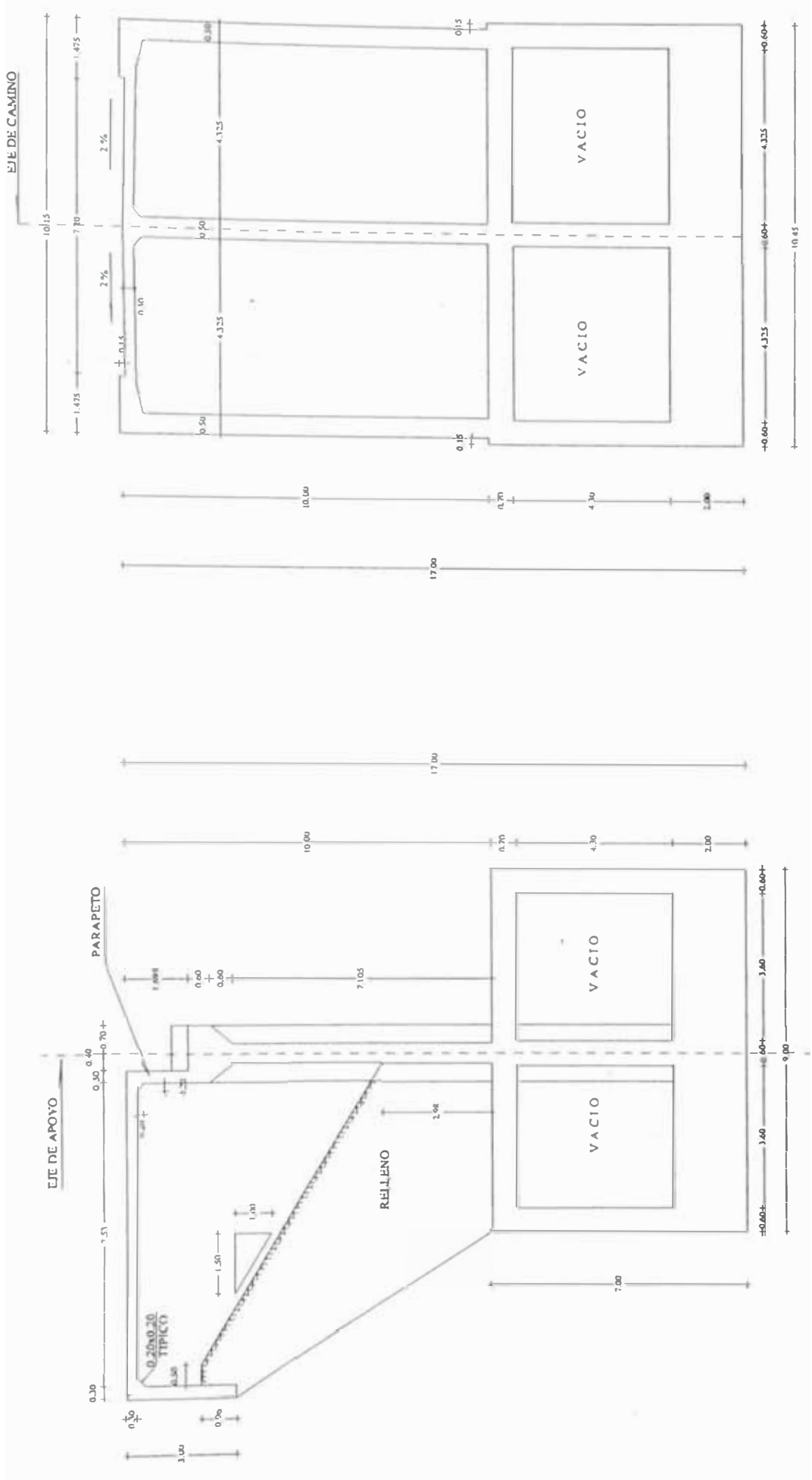
	GRUPO III	GRUPO VII (SIN S/C)
Cv > 2	3.40	3.41
Cd > 1.5	1.50	1.54

ACERO			
		diam(pulg)	espac(m)
ZAPATA	Barra J	1/2"	0.09
	Barra G	1/2"	0.21
	Barra N	1/2"	0.45
PANTALLA	Barra C	1"	0.40
	Barra A	1"	0.40
	Barra F	1"	0.40
	Barra K	1/2"	0.20
	Barra M	1/2"	0.23
	Barra L	1/2"	0.11



Ejemplo N°5

**DIMENSIONES ESTRIBOS DE CELDAS**



SECCION LONGITUDINAL

SECCION TRANSVERSAL

**CALCULO DE ESTABILIDAD EN ESTRIBOS DE CELDAS**

**FUERZAS ACTUANTES**

Carga Muerta (D) = 210.00 Ton  
 Carga Viva (L) = 155.40 Ton  
 F. Frenado (LF) = 7.77 Ton  
 F. Sismo (EQ) = 0.00 Ton  
 F. Vertical = 365.40 Ton

**COMBINACIONES DE CARGAS**

**GRUPO I**

Carga Muerta (D) = 210.00 Ton  
 Carga Viva (L) = 155.40 Ton  
 F. Vertical = 365.40 Ton

	Fuerza (Tn.)		Mom.(Tn-m.)
(D+L) Ton.	365.40	4.50	1644.30
P.Propio	1802.37	5.52	9940.07
E. Vertical	85.35	4.63	395.17
	2253.12		11979.54

Empuje Horizon. =	523.20	2510.08
-------------------	--------	---------

SUM. F. Vert. = 2253.13 Tn.  
 SUM. F. Hor. = 523.20 Tn.  
 MOM Resist. = 11980.04 Tn.-m.  
 MOM. Volteo = 2510.08 Tn.-m.

**ESTABILIDAD DEL ESTRIBO**

**Coefficiente de Deslizamiento**

$$C_D = \frac{\sum F_V \times C_F}{\sum F_H} \geq 1.5 \quad C_D = 2.15 \quad \text{O.K.}$$

**Coefficiente de Volteo**

$$C_V = \frac{\sum M_r}{\sum M_v} \geq 2 \quad C_V = 4.77 \quad \text{O.K.}$$

**Presiones sobre el terreno.-**

$$e_{max} = B / 6 = 1.50 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - (X - Z)$$

$$X = \frac{\sum M_r}{\sum F_v} \quad X = 5.317$$

$$Z = \frac{\sum M_v}{\sum F_v} \quad Z = 1.114$$

$$e = 0.30 \quad \rightarrow \quad e \leq \frac{B}{6} \quad \text{OK, resiste las presiones}$$

**COMBINACIONES DE CARGAS**  
GRUPO III

Carga Muerta (D) = 210.00 Tn  
 Carga Viva (L) = 155.40 Tn  
 F. Frenado (I.F) = 7.77 Tn  
 F. Vertical = 365.40 Tn

	Fuerza (Tn.)		M. (Tn-m.)
(D+L) Ton.	365.4	4.5	1644.30
P.Propio	1802.37	5.515	9940.07
E. Vertical	85.35	4.63	395.17
	2253.12		11979.54
E. Horizon. =	523.20		2510.08
F. Fd.(I.F) =	7.77	15.3	118.88
F. Fc.(FF) =	10.50	17	178.5
	541.47		2807.46

SUM. F. Vert. = 2253.13 Tn.  
 SUM. F. Hor. = 541.47 Tn.  
 MOM. Resist. = 11980.04 Tn.-m.  
 MOM. Volteo = 2807.46 Tn.-m.

**ESTABILIDAD DEL ESTRIBO**

**Coficiente de Deslizamiento.**

$$C_D = \frac{\sum F_V \times C_F}{\sum F_H} \geq 1.5 \quad C_D = 2.08 \quad \text{O.K.}$$

**Coficiente de Volteo**

$$C_V = \frac{\sum Mr}{\sum M_v} \geq \quad C_V = 4.27 \quad \text{O.K.}$$

**Presiones sobre el terreno.-**

$$e_{max} = B / 6 = 1.50 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - (X - Z)$$

$$X = \frac{\sum Mr}{\sum F_V} \quad X = 5.317$$

$$Z = \frac{\sum M_v}{\sum F_v} \quad Z = 1.114$$

$$e = 0.43 \quad \Rightarrow \quad e < \frac{B}{6} \quad \text{OK, resiste las presiones}$$

**COMBINACION DE CARGAS**  
**GRUPO VII**

Carga Muerta (D) = 210.00 Tn  
F. Vertical = 210.00 Tn

	Fuerza (Tn.)		M. (Tn-m.)
(D+L) Ton.	365.4	4.5	1644.30
P. Propio	1802.37	5.515	9940.07
E. Vertical	85.35	4.63	395.17
	2253.12		11979.54
E. Horizon. =	523.20		2510.08
F. Sismo =	0.00	15.3	0.00
	541.47		2807.46

apoyo movil

SUM. F. Vert. = 2097.73 Tn.  
SUM. F. Hor. = 523.20 Tn.  
MOM. Resist. = 11280.74 Tn.-m.  
MOM. Volteo = 2510.08 Tn.-m.

**ESTABILIDAD DEL ESTRIBO**

**Coefficiente de Deslizamiento.**

$$C_D = \frac{\sum F_V \times C_F}{\sum F_H} \geq 1.5 \quad C_D = 2.00 \quad \text{O.K.}$$

**Coefficiente de Volteo**

$$C_V = \frac{\sum Mr}{\sum M_v} \geq 2 \quad C_V = 4.49 \quad \text{O.K.}$$

**Presiones sobre el terreno.-**

$$e_{max} = B / 6 = 1.50 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - (X - Z)$$

$$X = \frac{\sum Mr}{\sum F_v} \quad X = 5.378$$

$$Z = \frac{\sum M_v}{\sum F_v} \quad Z = 1.197$$

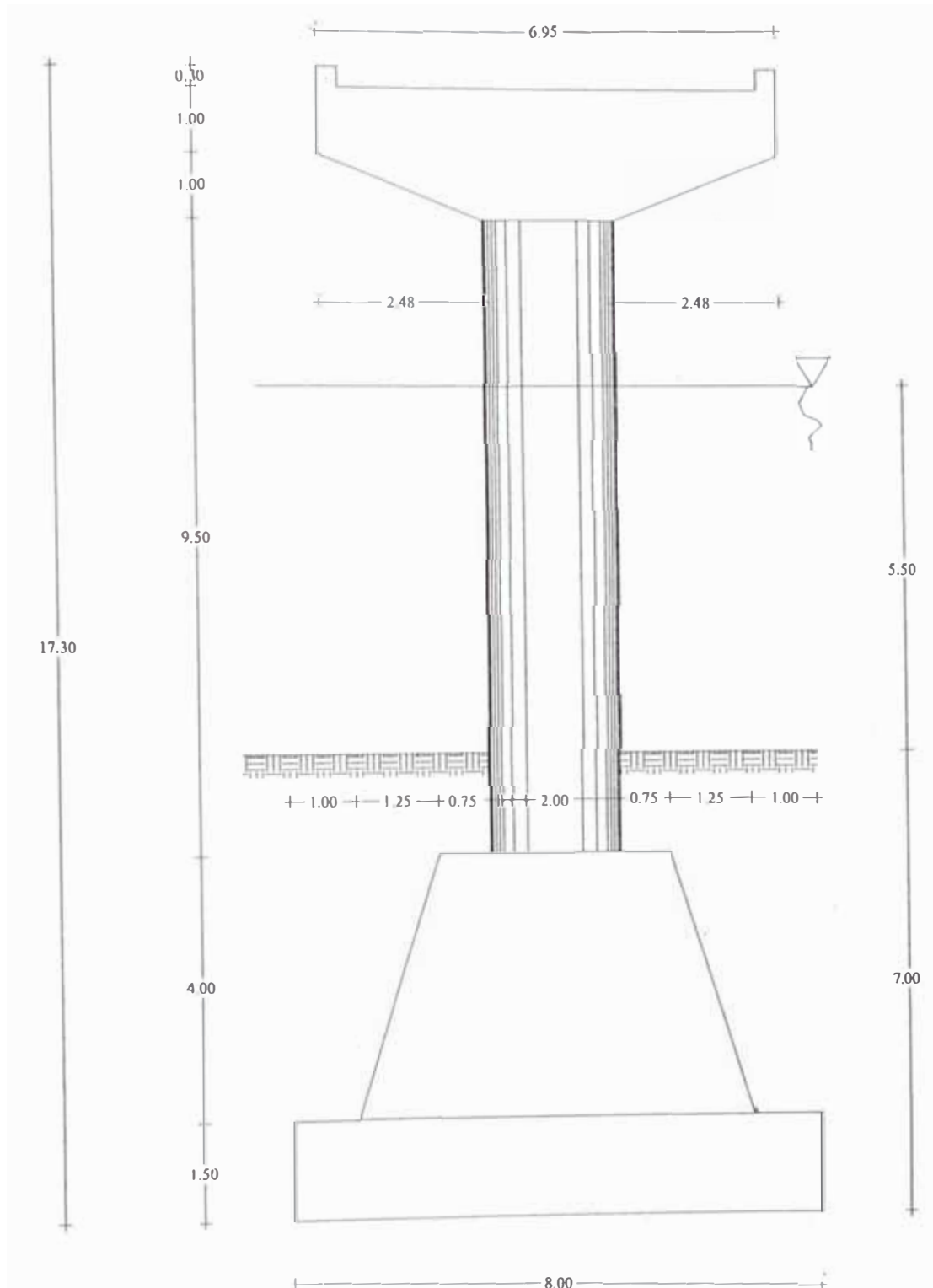
$$e = 0.32 \quad \Rightarrow \quad e \leq \frac{B}{6} \quad \text{OK, resiste las presiones}$$

**Ejemplo N° 6**

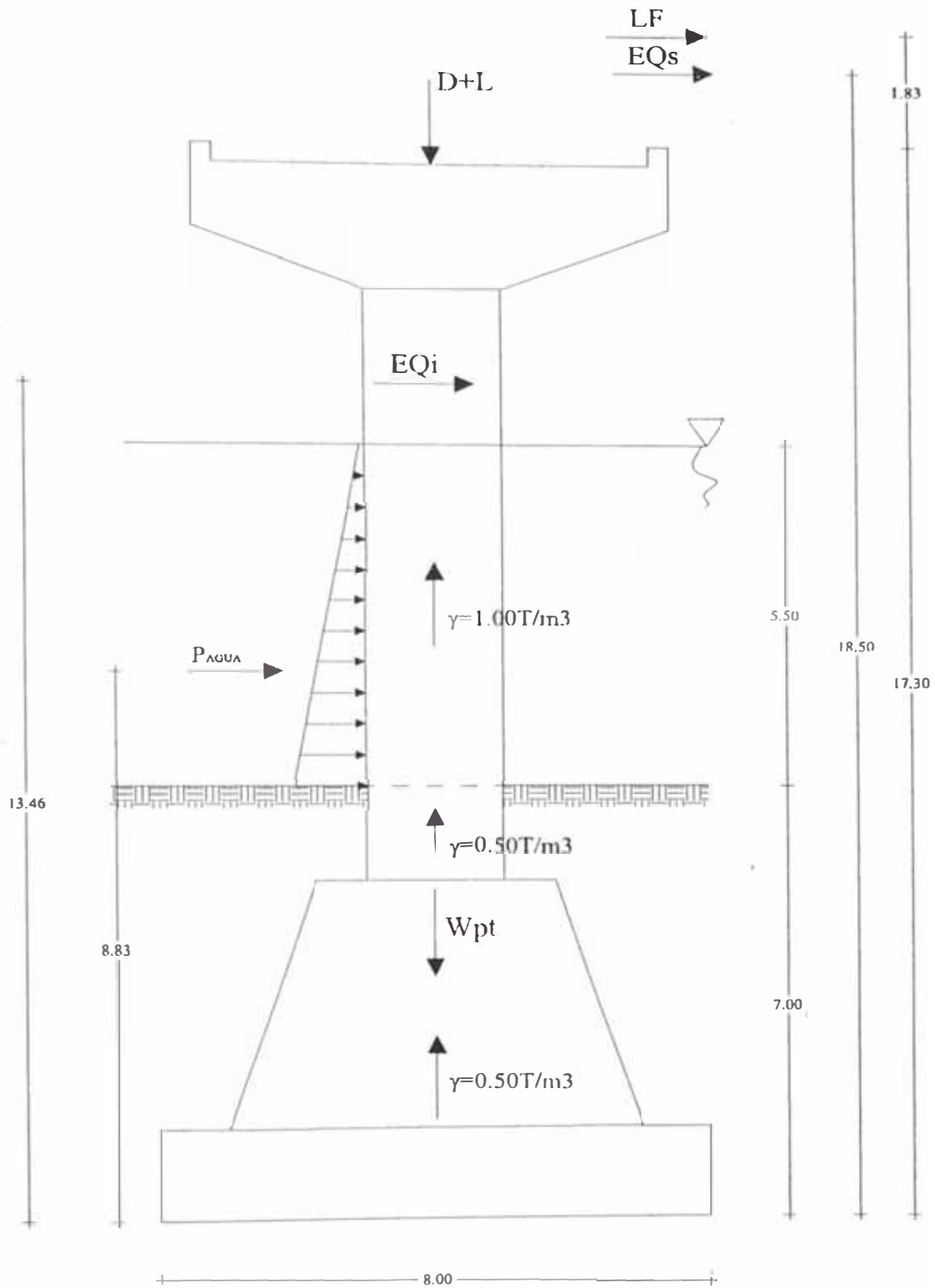
**DISEÑO DEL PILAR**

**DATOS GENERALES**

$f_c =$	210 Kg/cm <sup>2</sup>
$f_y =$	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma =$	2400 Kg/m <sup>3</sup>
$\sigma_{ADMISIBLE} =$	4 Kg/cm <sup>2</sup>



**FUERZAS ACTUANTES EN EL PILAR**







SF = 6.19 8.83 54.69

SUM. F. Vert. = 1248.04 Tn.  
 SUM. F. Hor. = 6.19 Tn.  
 MOM. Resist. = 4992.18 Tn.-m.  
 MOM. Volteo = 54.69 Tn.-m.

**ESTABILIDAD DEL ESTRIBO**

**Coefficiente de Deslizamiento.-**

$$C_D = \frac{\sum F_V \times C_F}{\sum F_H} \geq 1.5 \quad C_D = 100.80 \text{ O.K.}$$

**Coefficiente de Volteo.-**

$$C_V = \frac{\sum M_r}{\sum M_v} \geq 2 \quad C_V = 91.29 \text{ O.K.}$$

**Presiones sobre el terreno.-**

B = 8.00 m

$e_{max} = B / 6 = 1.33 \text{ m}$

$e = \frac{B}{2} - (X - Z)$

$X = \frac{\sum M_r}{\sum F_v} \quad Z = \frac{\sum M_v}{\sum F_v}$

$e = 0.04 \rightarrow e \leq \frac{B}{6} \text{ OK, resiste las presiones}$

**Esfuerzos Actuantes ( $\sigma$ ).-**

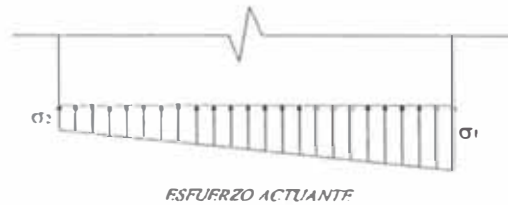
B = 8.00 m  
L = 8.00 m

$\sigma_{ADMISIBLE} = 4.00 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_{ACTUANTE} \leq \sigma_{ADMISIBLE}$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{\sum F_v}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$\sigma_1 = 2.01 \text{ Kg/cm}^2 \text{ OK}$   
 $\sigma_2 = 1.89 \text{ Kg/cm}^2 \text{ OK}$



**COMBINACIONES DE CARGAS**

**GRUPO III (D+L+B+SF+LF)**

Carga Muerta (D) = 290.00 Tn  
 Carga Viva (L) = 198.00 Tn  
 W<sub>pp</sub> = 588.83 Tn  
 SubPresión = -115.88 Tn  
 W<sub>pt</sub> = 287.10 Tn

	Fza (Tn.)	brazo (m)	M(Tn.-m.)
(D+L) Tor	488.00	4.00	1952.00
W <sub>pp</sub>	588.83	4.00	2355.31
W <sub>pt</sub>	287.10	4.00	1148.40
B	-115.88	4.00	-463.54
	1248.04		4992.18

SF =	6.19	8.83	54.69
LF =	9.90	17.00	168.30
Empuje Horizon. =	16.09		222.99

SUM. F. Vert. = 1248.04 Tn.  
 SUM. F. Hor. = 16.09 Tn.  
 MOM. Resist. = 4992.18 Tn.-m.  
 MOM. Volteo = 222.99 Tn.-m.

**ESTABILIDAD DEL ESTRIBO**

**Coefficiente de Deslizamiento.-**

$$C_D = \frac{\sum F_v \times C_f}{\sum F_H} \geq 1.5 \quad C_D = 38.78 \text{ O.K.}$$

**Coefficiente de Volteo.-**

$$C_v = \frac{\sum M_r}{\sum M_v} \geq 2 \quad C_v = 22.39 \text{ O.K.}$$

**Presiones sobre el terreno.-**

B = 8.00 m

$e_{max} = B / 6 = 1.33 \text{ m}$

$e = \frac{B}{2} - (X - Z)$

$X = \frac{\sum M_r}{\sum F_v} \quad Z = \frac{\sum M_v}{\sum F_v}$

$e = 0.18 \rightarrow e \leq \frac{B}{6} \text{ OK, resiste las presiones}$

**Esfuerzos Actuantes ( $\sigma$ )-**

B = 8.00 m

L = 8.00 m

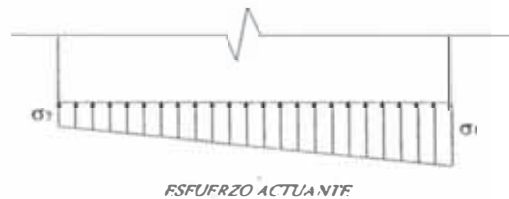
$\sigma_{ADMISIBLE} = 4.00 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_{ACTUANTE} \leq \sigma_{ADMISIBLE}$

$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{\sum F_v}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right)$

$\sigma_1 = 2.21 \text{ Kg/cm}^2 \text{ OK}$

$\sigma_2 = 1.69 \text{ Kg/cm}^2 \text{ OK}$



**COMBINACIONES DE CARGAS**

**GRUPO VII (D+B+SF+EQ)**

Carga Muerta (D) = 290.00 Tn  
 Wpp = 588.83 Tn  
 SubPresión = -115.88 Tn  
 Wpt = 287.10 Tn

	Fza (Tn.)	brazo (m)	M(Tn.-m.)
(D+L) Tor	290.00	4.00	1160.00
Wpp	588.83	4.00	2355.31
Wpt	287.10	4.00	1148.40
B	-115.88	4.00	-463.54
	1050.04		4200.18

SF =	6.19	8.83	54.69
EQs =	29.00	18.50	536.50
EQi =	11.55	13.46	155.47
	46.74		746.65

SUM. F. Vert. = 1050.04 Tn.

SUM. F. Hor. = 46.74 Tn.

esist. = 200.18 tn.-m  
 MOM. Volteo = 746.65 Tn.-m.

### ESTABILIDAD DEL ESTRIBO

#### Coficiente de Deslizamiento.-

$$C_D = \frac{\sum F_V \times C_F}{\sum F_H} \geq 1.5 \quad C_D = 11.23 \text{ O.K.}$$

#### Coficiente de Volteo.-

$$C_v = \frac{\sum Mr}{\sum M_v} \geq 2 \quad C_v = 5.63 \text{ O.K.}$$

#### Presiones sobre el terreno.-

$$B = 8.00 \text{ m}$$

$$e_{\max} = B/6 = 1.33 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - (X - Z)$$

$$X = \frac{\sum Mr}{\sum F_V} \quad Z = \frac{\sum M_v}{\sum F_V}$$

$$e = 0.71 \implies e \leq \frac{B}{6} \text{ OK, resiste las presiones}$$

#### Esfuerzos Actuantes ( $\sigma$ )-

$$B = 8.00 \text{ m}$$

$$L = 8.00 \text{ m}$$

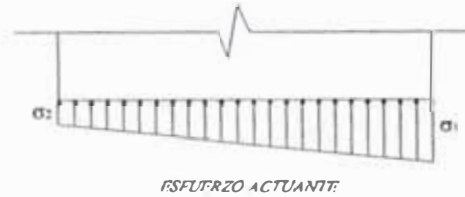
$$\sigma_{\text{ADMISIBLE}} = 4.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{ACTUANTE}} \leq \sigma_{\text{ADMISIBLE}}$$

$$\sigma_{\text{ACTUANTE}} = \frac{\sum F_V}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_1 = 2.52 \text{ Kg/cm}^2 \text{ OK}$$

$$\sigma_2 = 0.77 \text{ Kg/cm}^2 \text{ OK}$$



### CALCULO DE ARMADURA

#### REFUERZO EN LA COLUMNA

MOMENTO ULTIMO

GRUPO III

$$M_u = 532.24 \text{ Tn.-m}$$

GRUPO VII

$$M_u = 636.44 \text{ Tn.-m}$$

CARGA ULTIMA

GRUPO III

$$P_u = 971.73 \text{ Tn}$$

GRUPO VII

$$P_u = 541.88 \text{ Tn}$$

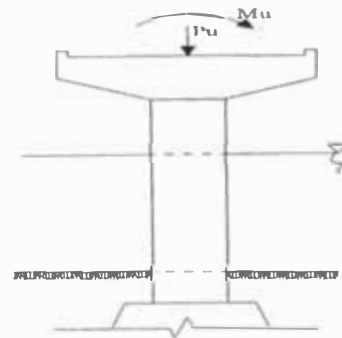
#### EFECTO DE ESBELTEZ

$$K = 2.10$$

$$L_n = 9.50 \text{ m}$$

$$\frac{KL_n}{h} = \frac{2.1(9.50)}{2.00} = 9.7 > 8.5$$

Se considera el efecto de esbeltez.



#### CALCULO DEL AREA DE ACERO

GRUPO III

$$P_u = 971.73 \text{ Tn}$$

$$= 2142.69 \text{ Kip}$$

$$\frac{P_u}{A_g} = 0.44 \text{ Ksi}$$

$$\frac{M_u}{A_g \times h} = 0.14 \text{ Ksi}$$

$\gamma =$	0.925
$f'_c =$	3 Ksi
$f_y =$	60 Ksi

Del diagrama de interacción = 0.01

$$\Lambda_s = 0.01 \times 31416$$

$$\Lambda_s = 314.16 \text{ cm}^2$$

**GRUPO VII**

$$P_u = 541.88 \text{ Tn} = 1194.84 \text{ Kip}$$

$$M_u = \delta M'_u \quad \delta = 1.10$$

$$M'_u = 636.44 \text{ Tn-m}$$

$$M_u = 700.08 \text{ Tn-m} = 60696.81 \text{ Kip-inch}$$

$$\frac{P_u}{A_g} = 0.25 \text{ Ksi}$$

$$\frac{M_u}{A_g \times h} = 0.16 \text{ Ksi}$$

$\gamma =$	0.925
$f'_c =$	3 Ksi
$f_y =$	60 Ksi

Del diagrama de interacción = 0.01

$$\Lambda_s = 0.01 \times 31416$$

$$\Lambda_s = 314.16 \text{ cm}^2$$

CALULO DE AREA DE ACERO DEL ZUNCHO (Asp).- AASHTO (Articulo 6.6.2(B))

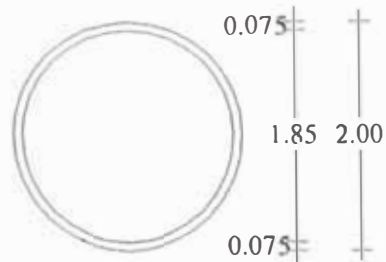
$$\Lambda_{sp} = \frac{\rho_s \times S \times D_c}{4}$$

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho_s = 0.038$$

$$S = 7.50 \text{ cm}$$

$$D_c = 185.00 \text{ cm}$$



$$\Lambda_{sp} = 1.32 \text{ cm}^2$$

**Se colocará zuncho de 1/2" cada 7.5 cm.**

1.4.- CARGAS VERTICALES EN PILOTES HINCADOS

	GRUPO I	GRUPO III	GRUPO VII
S Fuerzas Verticales (FV) =	104.92	104.92	100.80
S Fuerzas Horizontales (FH) =	9.20	10.15	15.45
S Momento Resistente (M <sub>R</sub> ) =	248.56	248.56	241.14
S Momento de Volteo (M <sub>V</sub> ) =	58.24	68.46	119.49

# pilotes n = 3

S Fuerzas Verticales (FV) =	104.92 Ton.
S Fuerzas Horizontales (FH) =	10.15 Ton.
S Momento Resistente (M <sub>R</sub> ) =	248.56 Ton.m.
S Momento de Volteo (M <sub>V</sub> ) =	68.46 Ton.m.

$d = (M_R - M_V) / FV = 1.72 \text{ m.}$

$X_p = SX / n = 2.1 \text{ m.}$

Excentricidad  $e = d - X_p = -0.38 \text{ m.}$

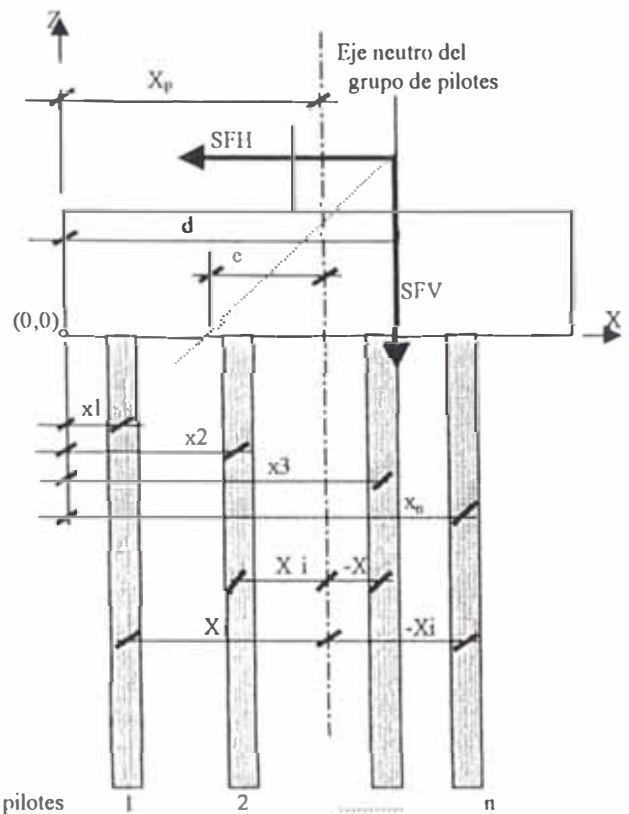
COMPONENTE VERTICAL V DE CARGA EN EL PILOTE i

$V_i = FV / n + FV e X_i / SX_i^2$

i	x <sub>n</sub> (m.)	X <sub>i</sub> = X <sub>p</sub> - x <sub>n</sub> (m.)	X <sub>i</sub> <sup>2</sup>	FV e X <sub>i</sub> / SX <sub>i</sub> <sup>2</sup>	V <sub>i</sub> (Ton)
1	0.5	1.6	2.56	-12.46	22.51
2	2.1	0	0	0	34.97
3	3.7	-1.6	2.56	12.46	47.43

$SX = 6.3 \quad SX_i^2 = 5.12 \quad 104.91$

$R = 1.5 V_i = 71.145$



Qult = Qs + Qb      Donde : Qult = Capacidad última del pilote  
 Qs = Resistencia última a la fricción  
 Qb = Resistencia última de la base

2.1.- CAPACIDAD DE CARGA AXIAL EN PILOTES INDIVIDUALES HINCADOS

TIPO DE SUELO : 1      Suelo Cohesivo = 1 (Método de Tomlinson)  
 Suelo no Cohesivo = 2 (Método de Tomlinson)

$Q_s = S a_s C_u$  (Suelos cohesivos)       $Q_s = S A_s s'_v K_s \tan \delta$  (suelos no cohesivos)  
 $Q_b = A_b C_b N_c$  (Suelos cohesivos)       $Q_b = A_b s'_{vb} N_q$  (suelos no cohesivos)

- Donde :
- A<sub>s</sub> = area lateral perimetral (m<sup>2</sup>) = S(perímetro, • z<sub>i</sub>)
  - A<sub>b</sub> = area de base del pilote (cm<sup>2</sup>)
  - a = Factor de Adhesión, en función de Cu, (ver Figura 1).
  - C<sub>u</sub> = cohesión del suelo (Kg/cm<sup>2</sup>)
  - C<sub>b</sub> = Promedio de la cohesión de los estratos de arcilla adyacente al cuerpo del pilote (Kg/m<sup>2</sup>).
  - N<sub>c</sub> = Coeficiente de Skempton.(Ver tabla 1)
  - s'<sub>v</sub> = Presión efectiva vertical a la profundidad z (Kg/cm<sup>2</sup>)
  - s'<sub>vb</sub> = Presión efectiva vertical a la profundidad de la base del pilote (Kg/cm<sup>2</sup>)
  - K<sub>s</sub> = Coeficiente de presión del suelo, según Broms depende del material del pilote (Ver tabla 3)
  - δ = ángulo de fricción suelo - pilote (Ver tabla 3)
  - N<sub>q</sub> = factor de Capacidad de Carga de Berczantsev (Ver tabla 2)

1.4. - CARGAS VERTICALES EN PILOTES EXCAVADOS

	GRUPO I	GRUPO III	GRUPO VII
$\Sigma$ Fuerzas Verticales (FV) =	980.48	980.48	693.52
$\Sigma$ Fuerzas Horizontales (FH) =	0.00	30.31	94.83
$\Sigma$ Momento Resistente (M <sub>R</sub> ) =	2451.20	2451.20	1733.80
$\Sigma$ Momento de Volteo (M <sub>V</sub> ) =	145.03	465.95	807.39

# de ejes de Pilotes = 4

# pilotes n = 2

$\Sigma$ Fuerzas Verticales (FV) =	245.12	Ton.
$\Sigma$ Fuerzas Horizontales (FH) =	7.577	Ton.
$\Sigma$ Momento Resistente (M <sub>R</sub> ) =	612.8	Ton.m.
$\Sigma$ Momento de Volteo (M <sub>V</sub> ) =	116.45	Ton.m.

$d = (\Sigma M_R - \Sigma M_V) / FV = 2.02 \text{ m.}$   
 $X_p = \Sigma X / n = 2.5 \text{ m.}$

Excentricidad  $e = d - X_p = -0.48 \text{ m.}$

COMPONENTE VERTICAL V DE CARGA EN EL PILOTE i

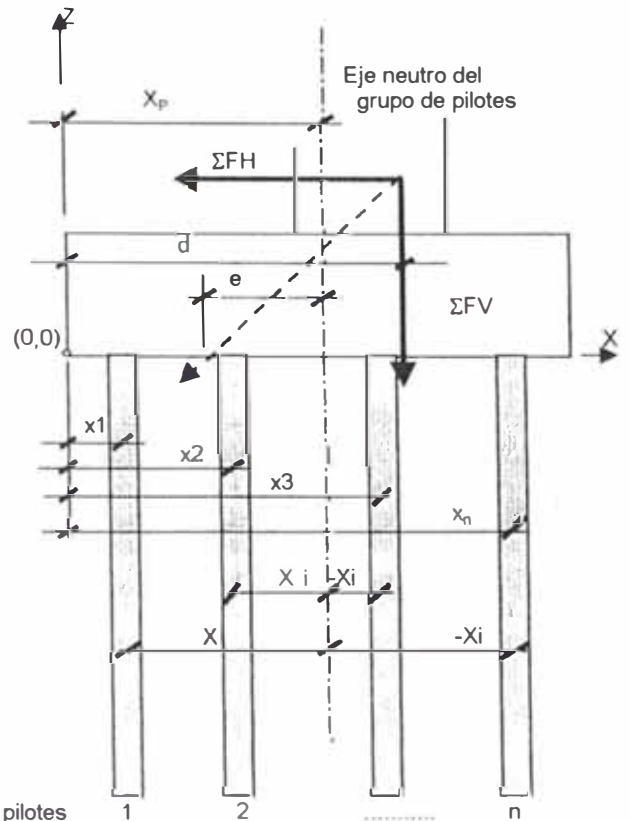
$V_i = FV / n + FV e X_i / \Sigma X_i^2$

I	$x_n$ (m.)	$X_i = X_p - x_n$ (m.)	$X_i^2$	$FV e X_i / \Sigma X_i^2$	$V_i$ (Ton)
1	1	1.5	2.25	-39.22	83.34
2	4	-1.5	2.25	39.22	161.78

$\Sigma X = 5$        $\Sigma X_i^2 = 4.5$       245.12

$R = V_i = 161.78$

# de pilotes



ULTIMA EN PILOTES EXCAVADOS

$Q_{ult} = Q_s + Q_b - W$

Donde :  $Q_{ult}$  = Capacidad última del pilote  
 $Q_s$  = Resistencia última a la fricción  
 $Q_b$  = Resistencia última de la base  
 $W$  = Peso del Pilote

2.1.- CAPACIDAD DE CARGA AXIAL EN PILOTES INDIVIDUALES HINCADOS

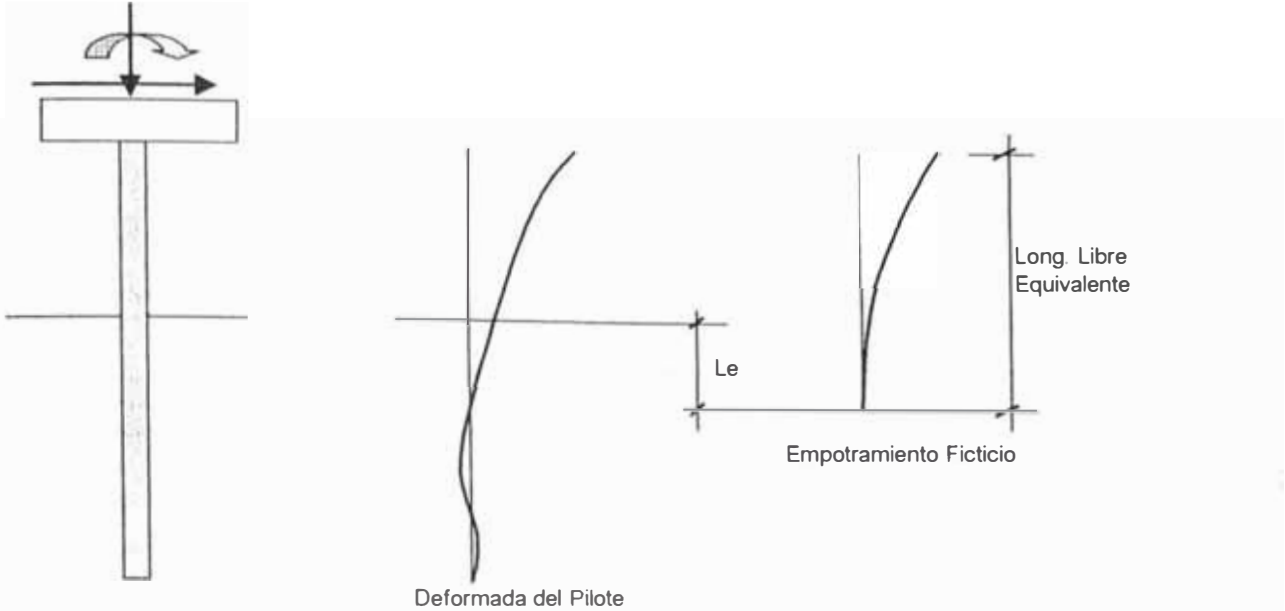
TIPO DE SUELO : 2

Suelo Cohesivo = 1 (AASHTO)  
 Suelo no Cohesivo = 2 (AASHTO)

$Q_s = B \pi \Sigma \alpha S_u \Delta z$  (Suelos cohesivos)  
 $Q_t = A_t S_{ut} N_c$  (Suelos cohesivos)

$Q_s = B \pi \Sigma \gamma' Z \Delta z \beta$  (Suelos no cohesivos)  
 $Q_t = A_t q_t$  (suelos no cohesivos)

- Donde :  $B$  = Diámetro del pilote (m)  
 $\alpha$  = Factor de Adhesión, en función de la profundidad del estrato  $i$   
 $S_u$  = resistencia al corte no drenada en el estrato  $i$  del suelo ( $\text{Kg/cm}^2$ )  
 $\Delta z$  = incremento en la longitud del pilote  
 $\gamma'$  = Peso unitario efectivo del suelo en el intervalo de profundidad  $i$  ( $\text{Kg/cm}^2$ )  
 $Z$  = Profundidad en el punto medio del intervalo  $i$  (m)  
 $\beta$  = factor de transferencia de carga en el intervalo de profundidad  $i$ .  
 $\beta = 1.5 - 0.135 \sqrt{Z_i}$  ;  $1.2 > \beta_i > 0.25$   
 $A_t$  = area de base del pilote ( $\text{m}^2$ )  
 $S_{ut}$  = resistencia de corte no drenada a  $2B$  de la punta ( $\text{Kg/cm}^2$ ).  
 $N_c = 6[1 + 0.2(D/Bt)]$  = factor de capacidad de soporte  
 $D$  = Longitud de pilote sujeto a fricción  
 $Bt$  = Diámetro en la punta del pilote  
 $q_t$  = resistencia unitaria última de punta



Tipo de Suelo : NO COHESIVO  
 Tipo de Material : CONCRETO

$f'c = 280$

$E = 250998 \text{ kg/cm}^2$

$I = 5E+06 \text{ cm}^4$

Tipo de Suelo = GW

Compacidad = 1

Arena sumergida ? = 1

$n_h = 95$

si = 1; no = 2

$e = 2.60 \text{ m}$

$Le = 1.90 \text{ m}$

Long. Libre equivalente = 4.50 m.

$H = 11.85 \text{ Ton.}$

$M = 53.325 \text{ Ton-m}$

Compacidad

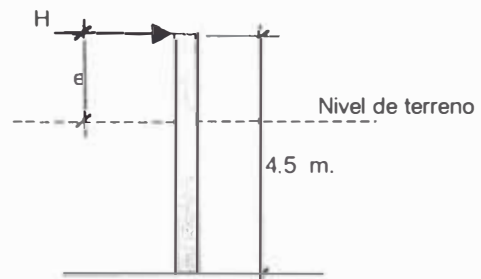
1 Muy poco compacta

2 Poco compacta

3 Medianamente compacta

4 Bastante compacta

5 Muy compacta



2.3.2.- METODO DE BRINCH HANSEN

El Método de Brinch Hansen se utiliza para calcular la resistencia lateral última de un pilote corto rígido ( $L/B \leq 12$ ) en suelos cohesivos y no cohesivos.

$$P_z = P_{oz} K_{qz} + c K_{cz}$$

Donde :

$P_{oz}$  = Persión efectiva de sobrecarga a una profundidad z.

c = Cohesión del suelo a una profundidad z.

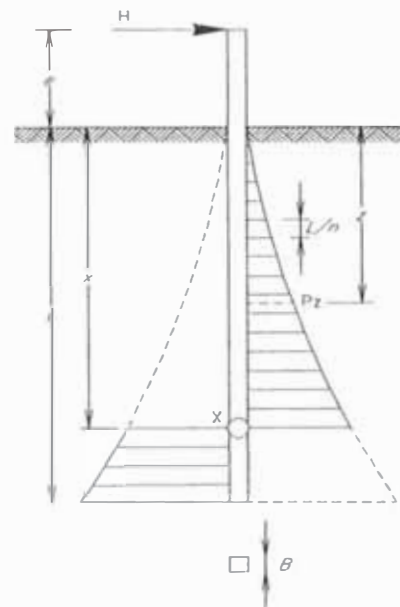
$K_{qz}$  = Coeficiente de resistencia pasiva para la componente de fricción del suelo a una profundidad z.

$K_{cz}$  = Coeficiente de resistencia pasiva para la componente de cohesión del suelo a una profundidad z.

Los valores de  $K_q$  y  $K_c$ , se toman los valores de la figura para cada profundidad z.

El punto de rotación a una profundidad x se elige correctamente cuando se toman momentos en el extremo superior del pilote :  $\sum M = 0$

$$\sum M = \sum_{z=0}^{z=x} P_z \frac{L}{n} (e+z) B - \sum_{z=x}^{z=L} P_z \frac{L}{n} (e+z) B$$





2.3.2.1.- DISEÑO DE PILOTES

	GRUPO I	GRUPO VI	GRUPO VII
Σ Fuerzas Verticales (FV) =	1524.57	1225.60	901.58
Σ Fuerzas Horizontales (FH) =	0.00	37.89	123.28
Σ Momento Resistente (M <sub>R</sub> ) =	6311.40	3830.00	2930.12
Σ Momento de Volteo (M <sub>V</sub> ) =	245.09	728.05	1364.49

# de ejes de Pilotes = 4  
# pilotes n = 2

FUERZAS DE DISEÑO

Σ Fuerzas Verticales (FV) =	225.39 Ton.
Σ Fuerzas Horizontales (FH) =	30.82 Ton.
Momento Resistente (M <sub>R</sub> ) =	732.53 Ton.m.
Momento de Volteo (M <sub>V</sub> ) =	341.12 Ton.m.

$d = (M_R - M_V) / FV = 1.74 \text{ m.}$   
 $X_p = \Sigma X / n = 2.5 \text{ m.}$

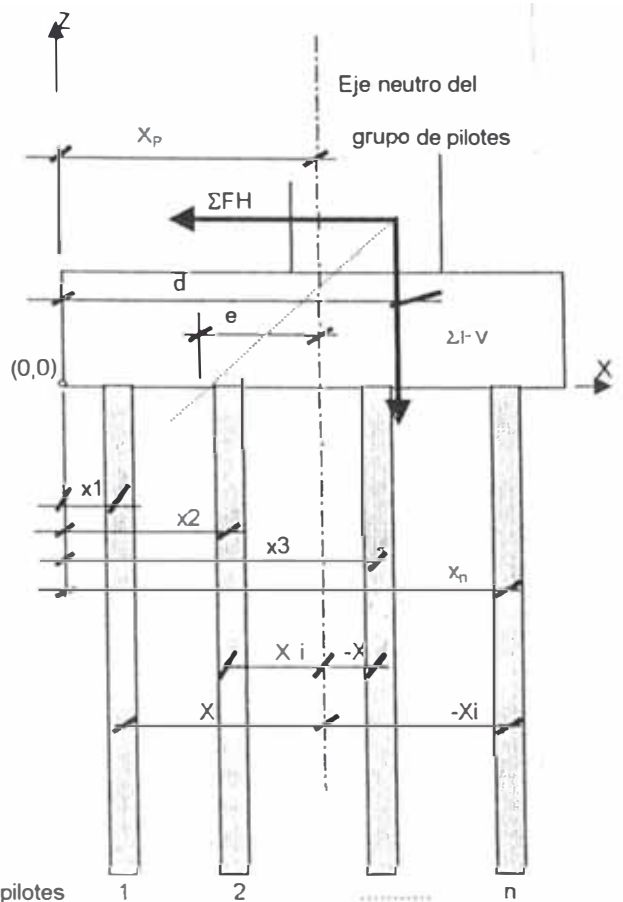
Excentricidad  $e = d - X_p = -0.76 \text{ m.}$

COMPONENTE VERTICAL V DE CARGA EN EL PILOTE i

$V_i = FV / n + FV \cdot e \cdot X_i / \Sigma X_i^2$

I	$x_n$ (m.)	$X_i = X_p - x_n$ (m.)	$X_i^2$	$FV \cdot e \cdot X_i / \Sigma X_i^2$	$V_i$ (Ton)
1	1	1.5	2.25	-57.1	55.6
2	4	-1.5	2.25	57.1	169.8
$\Sigma X =$		5	$\Sigma X_i^2 =$	4.5	225.4

# de pilotes



Long. de empotramiento = 7 (del diagrama de Fuerzas Cortantes)

Long. Libre equivalente = 9.60

V = 169.8 Ton.

H = 15.41 Ton.

Eficiencia vertical = 0.7

Eficiencia horizontal = 0.7

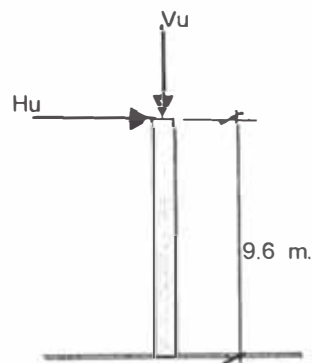
V<sub>u</sub> = 242.571 Ton.

H<sub>u</sub> = 22.014 Ton.

Entonces Diseñar la columna con las siguientes características :

Tipo de Sección : CIRCULAR

Diámetro D = 1 m.



2.3.3.- METODO COMPUTACIONAL

El modelo estructural que se realizará para el análisis computarizado de pilotes aislados bajo carga lateral, será la idealización de la resistencia del suelo como resortes.

La rigidez de los resortes Ri se calculará en base al Módulo de reacción del suelo o coeficiente de Balasto.

Longitud Total del Pilote = 21.15 m.

B = 1.00 m.

L = 18.55 m.

e = 2.60 m.

n = 20

L/n = 0.9275

## 6.0. CONCLUSIONES

Es necesario considerar, a parte de la socavación en pilotes la posibilidad de licuefacción de suelos que disminuyen la capacidad de soporte.

La elección de los diferentes tipos de cimentaciones, dependen de muchos factores, como son: tiempo, economía, medio ambiente y no sólo la profundidad recomendada por el estudio de suelos o socavación

La fricción que se produce en las paredes del caisson, no deberíamos hacerlo contribuir en la capacidad de soporte de la capacidad del suelo, porque al ser muy rígido no hay desarrollo de deformaciones

### 6.01. Capacidad de Soporte en Cimentaciones

#### **Diferencias que existen cuando se aplican cargas a una excentricidad**

Para una carga aplicada a una distancia del centro de gravedad del estribo:

El ancho de la base  $B'$  y a su vez los factores de forma de la cimentación dependen de la excentricidad en donde se aplica la resultante de fuerza.

La capacidad admisible del suelo aumenta cuando se tiene un diagrama de presiones transmitidas constantes (carga axial centrada).

Mayor excentricidad de la carga en la estructura, la capacidad portante del suelo disminuye.

## 6.02. Diseño Sísmico

Los desplazamientos máximos que se hallan por el método de análisis espectral unimodal (AASHTO Art 5.3) son menores que los desplazamientos calculados por el análisis espectral multimodal debido a que el ejemplo mostrado para las consideraciones de rigideces, la superestructura se considera infinitamente rígida,

Para el análisis espectral unimodal del ejemplo, no se considera los estribos como un elemento que no contribuye con rigidez al sistema de la estructura.

Se comparan los resultados obtenidos por el método de cálculo del AASHTO y el análisis multimodal ejecutado por el programa SAP-2000, obteniéndose los resultados que se muestran en los siguientes cuadros

**Puente 3 tramos de 15m. (Sección puente Ló a)**

Pilares tipo placa

CUADRO COMPARATIVO

AASHTO Art. 5.4	PROGRAMA DE COMPUTO SAP2000
<b>Método de Análisis Espectral Unimodal</b>	<b>Método de Análisis Espectral Multimodal</b>
<b>Desplazamientos</b>	<b>Desplazamientos</b>
$U_{S(X)} = 3.705 \text{ cm}$	MAX DESPLZ. (X) = 3.791 cm
$U_{S(Y)} = 0.188 \text{ cm}$	MAX DESPLZ. (Y) = 0.319 cm
<b>Periodo de Vibración</b>	<b>Periodo de Vibración</b>
$T_x = 0.386 \text{ seg.}$	MODO 1 $T_x = 0.390 \text{ seg.}$
$T_y = 0.087 \text{ seg.}$	MODO 2 $T_y = 0.113 \text{ seg.}$
<b>Fuerza de Sismo</b>	<b>Fuerza de Sismo</b>
$pe(x) = 886.24 \text{ Ton}$	Fza. X = 818.06 Ton
$pe(y) = 886.24 \text{ Ton}$	Fza. Y = 568.43 Ton

**Puente 4 tramos de 35m. (Sección vigas I)**

Pilares tipo placa

CUADRO COMPARATIVO

AASHTO (Art. 5.4)	PROGRAMA DE COMPUTO SAP2000
<b>Método de Análisis Espectral Unimodal</b>	<b>Método de Análisis Espectral Multimodal</b>
<b>Desplazamientos</b>	<b>Desplazamientos</b>
$U_{S(X)} = 4.850 \text{ cm}$	MAX DESPLZ. (X) = 5.116 cm
$U_{S(Y)} = 0.253 \text{ cm}$	MAX DESPLZ. (Y) = 2.620 cm
<b>Periodo de Vibración</b>	<b>Periodo de Vibración</b>
$T_x = 0.444 \text{ seg.}$	MODO 1 $T_x = 0.454 \text{ seg.}$
$T_y = 0.101 \text{ seg.}$	MODO 2 $T_y = 0.306 \text{ seg.}$
<b>Fuerza de Sismo</b>	<b>Fuerza de Sismo</b>
$pe(x) = 1344.40 \text{ Ton}$	Fza. X = 1154.89 Ton
$pe(y) = 1358.40 \text{ Ton}$	Fza. Y = 910.11 Ton

Se concluye que las fuerzas de sismo que se obtienen en la estructura son inversamente proporcionales a los desplazamientos y periodos de vibración.

Las fuerzas de sismo en el análisis unimodal resultan mayores que las realizadas por un análisis multimodal, en consecuencia el análisis unimodal es más conservador.

### 6.03. Pilotes Hincados

Se realizaron 2 métodos de análisis para los pilotes hincados, en el ejemplo 7 de los anexos, cuyos resultados son los siguientes.

Tipo de Análisis realizado	Le	Vmax	Hmax
Método Simplificado	1.62	7.36	31.78
Método Computacional	0	7.36	22.45

- A El método computacional, se ha desarrollado haciendo uso del programa S idealizando el suelo como resortes; este método resulta más aceptable por que hace interactuar el suelo y la estructura, de ésta manera se obtienen los diagramas de fuerzas cortantes y momentos flectores en todo la longitud del pilote.
- El método simplificado consiste en el cálculo de la longitud de empotramiento efectivo con el cual el pilote se comportará como una columna en voladizo empotrada en el extremo. Como se aprecia en el cuadro de resultados, para el ejemplo mostrado, este método produce diseños conservadores al obtener el máximo momento de diseño de 31.78 ton-m, obtenido por el método computacional.

### 6.04. Pilotes Excavados

Se han realizado 3 métodos de análisis para pilotes excavados, que de acuerdo al ejemplo 8 de los anexos, los resultados son los siguientes:

Tipo de Análisis realizado	Le	Vmax	Hmax
Método Simplificado	1.90	11.85	53.33
Método Brinch Hanzen	7.00	11.85	80.10
Método Computacional	3.80	11.85	55.15

El método computacional, es el método más exacto para el análisis de estos pilotes, porque realiza la interacción suelo-estructura.

Para el ejemplo mostrado con el método simplificado, se obtiene valores bastante aproximados al método computacional.

El método de Brinch Hanzen arroja valores bastante conservadores, esto se debe a que éste método se emplea para pilotes cortos altamente rígido, sin embargo, en el ejemplo mostrado, el pilote resultó ser largo ( $L/B = 14.45 > 10$ ).

De los continuos análisis computacionales realizados, se estableció que la profundidad de empotramiento aumenta mientras mayor sea la rigidez del pilote (mayor diámetro).

## 6.05. Caissones

El objetivo del ejemplo analizado con el método computacional de un caisson en suelos cohesivos, consiste en verificar si es aceptable considerar un caisson circular como cuadrado, en tal sentido se ha analizado el análisis de 2 caissones, uno circular y otro cuadrado de diámetro ancho = 6.00 m.

La profundidad de empotramiento o de momento máximo se da en ambos casos, cerca de los 3.50 m. de profundidad.

El siguiente cuadro resume los esfuerzos y momentos obtenidos

### Presiones Horizontales

Tipo de Caisson	Esfuerzo máx. en x (Ton/m <sup>2</sup> )	Esfuerzo min. en x (Ton/m <sup>2</sup> )	Fuerza horizontal máx. (Ton)	Fuerza horizontal min. (Ton)	Mto. máx. (Ton-m)	Mto. Min. (Ton-m)
Circular	29.04	-10.62	618.58	-469.32	5243.14	85.61
Cuadrado	21.6	-8.45	618.58	-448.11	5164.36	165.03

**Presiones Verticales**

<b>Tipo de Caisson</b>	<b>Esfuerzo máx. en x (Ton/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Esfuerzo min. en x (Ton/m<sup>2</sup>)</b>
Circular	112.97	62.94
Cuadrado	89.6	33.97

Los esfuerzos horizontales y verticales obtenidos en un caisson circular de diámetro D, resultan ligeramente mayores que los obtenidos en un caisson cuadrado de ancho D.

No es recomendable modelar un caisson circular como un caisson cuadrado de ancho igual al diámetro del caisson circular, porque arrojaría resultados subvaluados.

El análisis de caissons realizado, considerando el confinamiento producido por el suelo por medio de resortes (situación cercana a lo real), produce esfuerzos verticales menores que los obtenidos si la estructura se hubiese analizado por estabilidad

## **7.0. BIBLIOGRAFIA**

Estándar Specifications For Highway Bridges –96

Foundation Analysis an Design – Joseph Bowles

Bridge Substructure and Foundation Design – Petros P. Xanthakos

Prototype Bridge Structures Analysis and Design – M.Y.H. Ban Gash

Structual Steel Designer's Hand Book – Frederick S. Merrit

Estructuras de Hormigon Armado – Fritz Leónhardt

ACI Detailing Manual – Publicación SP-66

Concepción de Puentes – Guy Grattesat

Design of Modern Concrete Highway Bridges

Bridge Welding Code – 95

ACI Manual of Concreto Practice – Parte 4 Bridges, Substructures –  
1996

Cimentaciones de Concreto Armado en Edificaciones – ACI

Cimentaciones – Diseño y Construcción – M:J: Tomlinson