

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA  
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS FÍSICAS Y NATURALES



Informe Técnico Final de Práctica Supervisada

## **Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste**

Autor: Oscar Adrian Barrios

Tutor Interno: Dr. Ing. Guillermo Gerbaudo

Tutor externo: Ing. Agustín Nardi

Córdoba, Octubre de 2018

## Índice General

<b>Índice de Figuras</b> .....	6
Generalidades .....	9
1.1. Introducción.....	9
1.2. Objetivos Personales.....	10
1.3. Descripción del General de la Obra .....	10
1.4. Descripción de los estribos – Puente 4 y Puente 5 .....	14
<b>Bases de diseño y Reglamentos de Aplicación</b> .....	16
2.1. Reglamentos y normativa de aplicación .....	16
2.2. Características de los materiales .....	16
2.2.1. Hormigones .....	16
2.2.2. Aceros .....	17
2.2.3. Apoyos y topes de neopreno .....	17
2.3. Cargas.....	17
2.3.1. Estados 1 y 2. Peso propio de las vigas, losa de tablero y pila/estribo... 18	
2.3.2. Estado 3. Sobrecargas móviles .....	18
2.3.3. Estado 4. Movimientos lentos .....	20
2.3.4. Estado 5. Frenado .....	20
2.3.5. Estados 6 y 7. Viento.....	20
2.3.6. Estados 8 y 9. Sismo .....	21
2.3.7. Estados 10 y 11. Empuje de Suelo .....	22
2.4. Combinaciones de carga y verificación estructural .....	22

<b>Marco Teórico</b> .....	24
3.1. Introducción: .....	24
3.2. Empuje de Suelo .....	24
3.2.1. Consideraciones fundamentales .....	24
3.2.2. Empuje activo .....	26
3.2.3. Empuje pasivo .....	27
3.2.4. Empuje adicional por sismo .....	29
3.2.5. Empuje por Sobrecarga Móvil: .....	30
3.3. Estructuras de Contención: .....	30
3.3.1. Pantalla de Pilotes de Hormigón Armado .....	31
3.3.2. Muros en voladizo o en ménsula .....	37
<b>Estudio de suelos</b> .....	39
4.1. Introducción: .....	39
4.2. Descripción de los estratos: .....	40
4.2.1. Puente N°4 – Calle Alto Alegre (Progresiva 30+690) .....	40
4.2.2. Puente N°5 – Avenida Fuerza Aérea (Progresiva 30+250) .....	41
4.3. Recomendaciones y Parámetros Geotécnicos: .....	42
4.4. Resultados: .....	45
4.4.1. Puente N°4 – Calle Alto Alegre .....	45
4.4.2. Puente N°5 – Avenida Fuerza Aérea .....	46
<b>Modelación Numérica</b> .....	47
5.1. Introducción .....	47
5.2. Materiales .....	48
5.3. Modelación Geométrica .....	49
5.4. Interacción Suelo Estructura .....	49

## Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste

5.5. Definición de secciones.....	50
5.6. Cargas Actuantes.....	53
5.7. Resultados: .....	56

### **Dimensionado y Verificaciones Principales.....**

59

6.1. Generalidades.....	59
6.2. Dimensionado de Pilotes-Columnas.....	60
6.2.1. Solicitaciones.....	60
6.2.2. Cálculo de Armadura Longitudinal .....	62
6.2.3. Cálculo de Armadura Transversal .....	64
6.2.4. Secciones y Armaduras Adoptadas .....	64
6.2. Dimensionado de viga dintel.....	68
6.2.1. Solicitaciones.....	68
6.2.2. Cálculo de Armadura Longitudinal .....	69
6.2.3. Cálculo de Armadura Transversal .....	71
6.2.4. Secciones y Armaduras Adoptadas .....	72
6.3. Calculo de Pantalla de Hormigón Armado.....	74
6.3.1. Solicitaciones.....	74
6.3.2. Calculo de Armaduras.....	76
6.3.3. Cálculo de Conectores.....	76
6.3.4. Secciones y Armaduras Adoptadas .....	78
6.4. Calculo de Muro en Voladizo.....	83
6.4.1. Solicitaciones.....	83
6.4.2. Cálculo de Armaduras.....	84
6.4.3. Secciones y Armaduras Adoptadas .....	85

<b>Fotografías de la Obra</b> .....	87
7.1. Perforación Y Hormigonado de Pilotes-Columnas.....	87
7.2. Excavación de Trincheras .....	91
7.3. Armado y Hormigonado de Pantallas .....	94
7.4. Armado y Hormigonado de Viga Dintel y Vigas Riostras Laterales.....	96
<b>Conclusiones</b> .....	98
8.1. Conclusiones Generales del Proyecto.....	98
8.2. Conclusiones Personales del Alumno .....	100

## Índice de Figuras

### Generalidades

Figura 1.1. Ubicación de la Obra .....	11
Figura 1.2. Cruce con Avenida Fuerza Aérea .....	12
Figura 1. 3. Cruce con RN N°20.....	13

### Bases de Diseño y Reglamentos de Aplicación

Figura 2.1. Esquema de Aplanadora A-30 .....	19
Figura 2.2. Acción del viento en Puente Descargado.....	20
Figura 2.3. Acción del Viento en Puente Cargado.....	21
Figura 2.4. Espectro Sísmico para Zona Sísmica I .....	21

### Marco Teórico

Figura 3.1. Equilibrio de Una Particula de Suelo .....	25
Figura 3.2. Cuña de Deslizamiento .....	26
Figura 3.3. Cubo elemental con confinamiento reducido por desplazamiento de muro.....	26
Figura 3.4. Cubo elemental confinado por presión de empuje pasivo .....	27
Figura 3.5. Distribución de tensiones horizontales sobre un muro genérico.....	28
Figura 3.6. Tipos de Pantallas de Pilotes .....	31
Figura 3.7. Esquema de Ejecución de Pilotes de Hormigón Armado .....	32
Figura 3.8. Antecedente Pantalla de Pilotes 1 .....	33
Figura 3.9. Antecedente Pantalla de Pilotes 2 .....	33
Figura 3.10. Solicitaciones en Pantallas de Pilotes .....	34
Figura 3.11. Momento Flector en Pantalla de Pilotes.....	36
Figura 3.12. Efecto Arco entre Pilotes.....	37
Figura 3.13. Muro en ménsula .....	38

### Estudio de Suelo

Figura 4.1. Sondeos Puente 4 - Calle Alto Alegre .....	40
Figura 4.2. Sondeos Puente 5 - Av. Fuerza Aérea.....	40

## **Modelación Numérica**

Figura 5.1. SAP – Definición de Materiales.....	48
Figura 5.2. Modelación Geométrica .....	49
Figura 5.3. Interacción Suelo Estructura .....	50
Figura 5.4. Pilote: Ø 1,00 m .....	51
Figura 5.5. Columna: Ø 1,20 m.....	51
Figura 5.6. Viga Dintel 2.00m x 1.20 m .....	52
Figura 5.7. Riostras Laterales 2.00m x 0.70m.....	52
Figura 5.8. Modelo Numérico Extruido .....	53
Figura 5. 9. Peso Propio del Tablero.....	54
Figura 5. 10. Sobrecarga Móvil Tablero .....	54
Figura 5. 11. Sismo Longitudinal.....	55
Figura 5. 12. Sismo Transversal .....	55
Figura 5. 13. Movimientos Lentos .....	56
Figura 5. 14. Momento Flector M33 .....	57
Figura 5.15. Momento Flector M22 .....	57
Figura 5.16. Esfuerzo Normal .....	58

## **Dimensionado y Verificaciones Principales**

Figura 6.1. Distribucion de Pilotes.....	61
Figura 6.2. Ábaco de Interacción de Secciones Circulares .....	63
Figura 6.3. Pilote Tipo P1 .....	65
Figura 6.4. Pilote Tipo P2 .....	66
Figura 6.5. Pilote Tipo P3 .....	67
Figura 6.6. Secciones de Cálculo - Viga Dintel .....	68
Figura 6.7. Redistribución de Momentos.....	70
Figura 6.8. Sección Transversal Viga Dintel .....	72
Figura 6.9. Sección Transversal Viga Riostra Lateral.....	73
Figura 6.10. Armadura Viga Dintel.....	73
Figura 6.11. Armadura Viga Riostra Lateral .....	74
Figura 6.12. Empuje en Pantalla .....	75
Figura 6.13. Conectores .....	77
Figura 6.14. Unión Pantalla Columna .....	77
Figura 6.15. Armadura Pantalla Frontal .....	79

Figura 6.16. Armadura de Pantalla Lateral Izquierda .....	80
Figura 6.17. Armadura de Pantalla Lateral Derecha .....	80
Figura 6.18. Sección Transversal Pantalla Frontal.....	81
Figura 6.19. Sección Transversal Pantallas Laterales.....	82
Figura 6.20. Esquema de Empujes en Muro .....	83
Figura 6.21. Solicitaciones en la Base del Muro.....	84
Figura 6.22. Muro M1.....	85
Figura 6.23. Muro M2.....	86

### **Fotografías de La Obra**

Figura 7. 1. Pozo y Armadura de Pilotes - Columnas.....	87
Figura 7. 2. Armadura de Pilotes-Columnas .....	88
Figura 7. 3. Detalle de Conectores.....	89
Figura 7. 4. Ubicación de Armaduras de Pilotes - Columnas .....	89
Figura 7. 5. Hormigonado de Pilotes – Columnas .....	90
Figura 7. 6. Hormigonado de Pilotes Columnas .....	90
Figura 7. 7. Apertura de Trincheras .....	91
Figura 7. 8. Excavación Pantalla Lateral.....	92
Figura 7. 9. Excavación Pantalla Frontal.....	93
Figura 7. 10. Detalle de Conectores en la Columna.....	93
Figura 7. 11. Armadura de Pantalla Frontal .....	94
Figura 7. 12. Encofrado de Pantalla Frontal.....	94
Figura 7. 13. Armadura y Encofrado de Pantalla Lateral.....	95
Figura 7. 14. Pantallas Terminadas .....	95
Figura 7. 15. Armadura de Viga Riostra Lateral .....	96
Figura 7. 16. Armadura de Viga Dintel .....	96
Figura 7. 17. Encofrado de Viga Riostra Lateral.....	97

## CAPÍTULO 1

### ***Generalidades***

#### **1.1. Introducción**

En el presente Informe Técnico se presenta un resumen, de las actividades realizadas por el alumno, en el marco del régimen de Práctica Supervisada, de modo de cumplimentar con el total de las asignaturas correspondientes a la carrera en Ingeniería Civil, en la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba.

Las actividades se han desarrollado en la oficina de proyectos *INGROUP*, especializada en la ingeniería de detalle de Puentes, Obras Viales y Estructuras Especiales. Como supervisor por parte de la empresa se ha designado al Ing. Agustín Nardi, mientras que como tutor interno por parte de la facultad al Dr. Ing. Guillermo Gerbaudo.

En particular, el alumno ha participado en tareas que comprenden el **Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para Puentes correspondientes a la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste**. Dicha obra se encuentra actualmente en construcción la Ciudad de Córdoba.

En el transcurso de la práctica supervisada, se buscó adquirir experiencia en las diferentes actividades correspondientes al diseño y cálculo estructural, algunas de las tareas llevadas a cabo a lo largo del proceso, son listadas a continuación:

- Análisis de antecedentes.
- Análisis y Discusión de Bases de Diseño y Reglamentos.
- Análisis de antecedentes de interés para el desarrollo del Diseño Estructural.
- Análisis de cargas (gravitatorias, sismo, empuje de suelos, etc.) y definición de los estados de cargas actuantes.
- Planteo de alternativas para evaluación técnico-económica.
- Predimensionado de los distintos elementos componentes de las estructuras a modelar.
- Modelación Numérica de los elementos estructurales con la ayuda del programa de Elementos Finitos.

## **Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste**

- Interpretación de resultados obtenidos para cada elemento modelado.
- Verificación estructural de todos los elementos componentes de los muros de sostenimiento.
- Desarrollo de Memorias de Ingeniería, Planos de Encofrados, Planos de Armaduras y Planillas de Doblado de Armaduras.

### **1.2. Objetivos**

Como se mencionó anteriormente, el objetivo de la práctica supervisada es el Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para Puentes correspondientes a la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Sur Oeste. Además, se plantean objetivos personales buscados por el alumno, los cuales son enunciados a continuación:

- La puesta en práctica y el perfeccionamiento de los conocimientos adquiridos en la formación académica en la Facultad.
- Adquisición de nuevos conocimientos en el uso de programas de cálculo, reglamentos, entre otros.
- Obtener experiencia dentro del campo laboral profesional, sumando herramientas prácticas aplicadas a las necesidades reales del medio.
- Formar parte de un equipo de trabajo, cumpliendo con las responsabilidades cotidianas que la profesión exige.

### **1.3. Descripción del General de la Obra**

Las actividades correspondientes a la práctica supervisada, corresponden a un parte de la obra de cierre de la Avenida Circunvalación Arco Sur-Oeste de la Ciudad de Córdoba y constituye, tal como su nombre lo indica, unos de los sectores que permiten generar el cierre del anillo de Circunvalación, una de las vías comunicacionales más importantes de la ciudad.

## Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste



**Figura 1.1.** Ubicación de la Obra

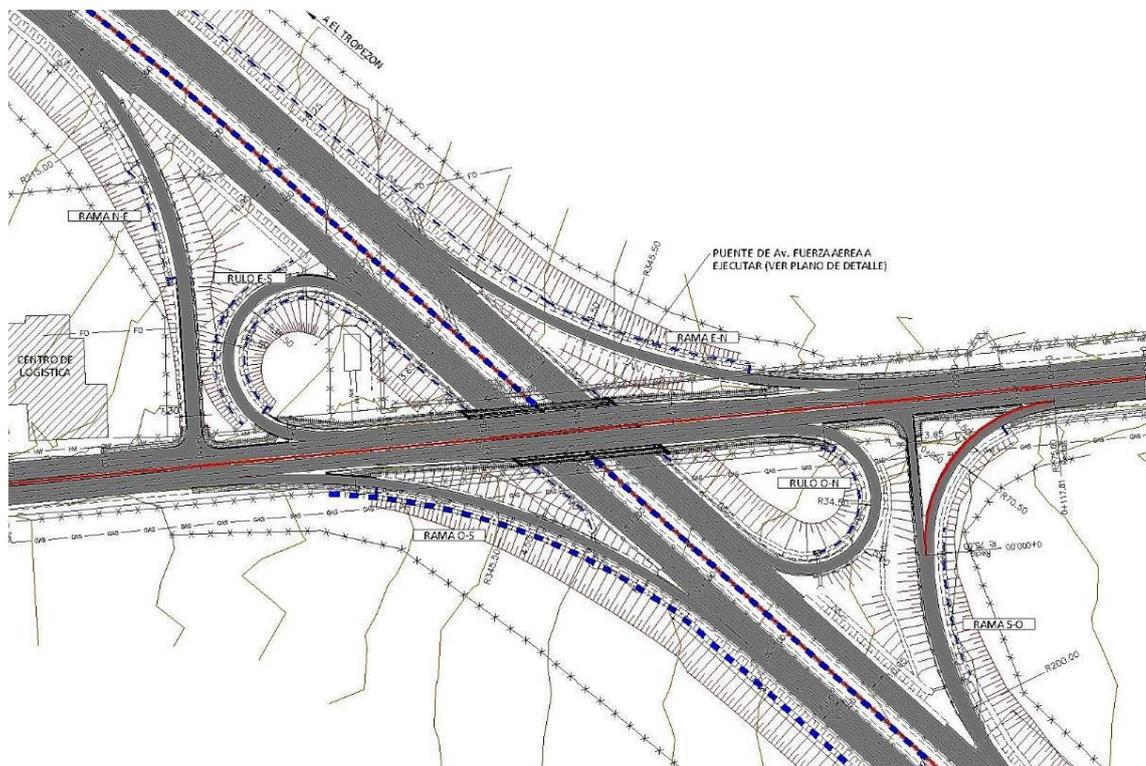
La obra completa, comprende el Cierre de la Avenida Circunvalación, contemplando la sección entre las progresivas 29+750 (Cruce con Av. Fuerza Aérea) y 33+225 (Distribuidor Av. Santa Ana). Tiene una longitud, aproximada, de 3,50 km. A su vez, el proyecto incluye la ejecución de un ensanchamiento de las calzadas de la RN 20, generando dos carriles adicionales, por sentido, desde el intercambiador con la Avenida de Circunvalación proyectada hasta la estación de peaje.

La obra se encuadra tipológicamente como una autopista, con tres carriles por sentido de circulación, control total de accesos (con calles colectoras) e intercambiadores para resolver los cruces con otras vías arteriales. La sección tipo de la calzada principal comprende dos calzadas de 10,95 metros (es decir, tres carriles de 3,65 metros), con banquetas de 3,00 metros, de los cuales se prevé pavimentar 2,50 metros de banquina externa y 1,00 metros de la interna. Se ha planteado una mediana de 15,20 metros de ancho, con el objeto de poder albergar un carril adicional para cada sentido de circulación.

A lo largo de la sección, se generan cruces de la calzada principal con dos vías arteriales: la Avenida Fuerza Aérea y la Ruta Nacional Nº 20. En cada caso se ha adoptado una tipología diferente en función de los condicionantes particulares de cada uno:

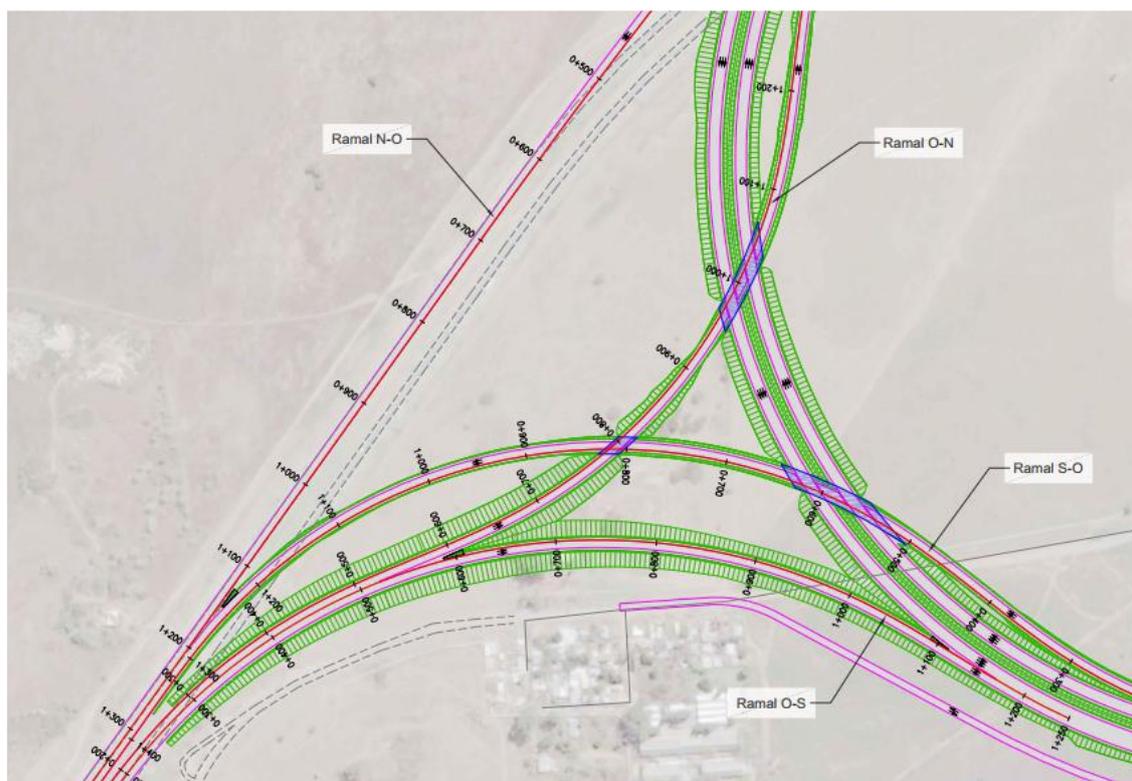
## Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste

- Cruce con Av. Fuerza Aérea: a partir de los espacios disponibles y los movimientos que se han supuesto como necesarios de garantizar, se ha planteado una solución tipo trébol incompleto, con la incorporación de rulos sólo en los cuadrantes Nor-Oeste y Sur-Este. Los movimientos asociados a los otros rulos se han resuelto con dos cruces a nivel semaforizados sobre la Av. Fuerza Aérea. Para este cruce se han adoptado calzadas de un carril de circulación con un ancho de 4,50 metros (para ramas directas) y 5,50 metros (para rulos), con banquetas internas de 1,50 metros, de los cuales se pavimentan 0,50 metros, y banquetas externas de 2,50 metros, con 1,50 metros pavimentados.



**Figura 1.2.** Cruce con Avenida Fuerza Aérea

- Cruce con RN 20: para este intercambiador, se ha partido de la premisa de poseer mayor disponibilidad de espacio que para el punto anterior. Por otro lado, Los movimientos de giro presentan una gran demanda estimada, por lo que ha resultado necesario aumentar su jerarquía. Es por esto que la tipología de solución adoptada, se constituye por ramales directos de vinculación, con un diseño planialtimétrico que permite mantener las velocidades de circulación para ambas autopistas que se cruzan.



**Figura 1. 3.** Cruce con RN N°20

Todo lo anteriormente mencionado, ha generado la necesidad de la implementación de cinco puentes. El diseño de los mismos se ha realizado teniendo en cuenta los condicionantes funcionales, viales, topográficos, geotécnicos e hidráulicos del lugar de emplazamiento de la obra. Los puentes en cuestión son descritos a continuación.

- Puentes 1A-1B: ambos puentes poseen un tablero de planta oblicua, de 30,83 m de longitud total para el puente 1A y 37,18 m para el puente 1B. La solución adoptada para los estribos de ambos puentes consiste en estribos cerrados. Los mismos están configurados con una estructura mixta, formada por un pórtico transversal de hormigón armado que soporta las cargas verticales transmitidas por el tablero y las fuerzas laterales de frenado, viento, sismo y movimientos lentos por fluencia, retracción y variación de temperatura del tablero. El muro frontal es de suelo mecánicamente estabilizado con escamas de hormigón
- Puentes 2A-2B. Se trata de puentes con tablero de planta oblicua, de 30,85 m de longitud total para el puente 2A y 37,14 m para el puente 2B. El sistema de estribos es similar al formulado para el caso de los puentes 1.

- Puentes 3: Es un puente de planta oblicua, de 30,91 m de longitud total para del puente. La solución adoptada para los estribos es igual a la empleada en los casos de los puentes 1 y 2.
- Puentes 4: Tiene un tablero de planta oblicua, de 78,07 m de longitud total para del puente, compuesto por dos (2) tramo de 39,03 m de luz parcial cada uno. La solución adoptada para los estribos del puente consiste en estribos cerrados configurados con una estructura de forma de pórtico con elementos verticales tipo muro de pilotes-columnas de hormigón armado. Una pantalla frontal y dos laterales de hormigón vinculadas a los pilotes, actuando en forma conjunta, contienen el terraplén de acceso al puente, soportando el empuje del suelo.
- Puentes 5: Tiene dos tableros de planta oblicua, de 78,38 m de longitud cada uno, compuesto por dos (2) tramo de 39,19 m de luz parcial cada uno. La solución adoptada para los estribos del puente es la misma que para el puente 4.

***En este informe, se hace referencia exclusivamente al diseño y cálculo estructural de los estribos cerrados de los puentes 4 y 5. Los cuales presentan una particularidad respecto a la tipología adoptada.***

### 1.4. Descripción de los estribos – Puente 4 y Puente 5

Como se explicó anteriormente, para los puentes 4 y 5 se adoptó una tipología de estribos cerrados, configurados con una estructura tipo pórtico con elementos verticales tipo muro de pilotes-columnas de hormigón armado. Una pantalla frontal y dos laterales de hormigón vinculadas a los pilotes, actuando en forma conjunta, contienen el terraplén de acceso al puente, soportando el empuje del suelo.

La particularidad por la cual se decidió aplicar esta tipología, es que los puentes son construidos manteniendo el nivel de las vías secundarias (Av. Fuerza Aérea para el puente 5 y Calle Alto Alegre en el caso del puente 4), y la vía principal (Av. Circunvalación) se construye a partir de la excavación de una trinchera, que permite descender el nivel de la misma garantizando el gálibo mínimo necesario.

## Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste

La principal característica de los estribos cerrados es la contención del suelo que conforma los terraplenes de acceso al puente. En esta tipología, se dispone de una “cortina de pilotes” la cual cumple la función de muro de contención. Es decir, se utilizan muros de pilotes-columnas hormigonados in-situ desde el nivel superior del terreno natural. Posteriormente, se realiza la excavación de una trinchera hasta la cota de subrasante de la calzada inferior, dejando al descubierto una parte de los pilotes que pasan a actuar como columnas en voladizo soportando el empuje del suelo, tanto en la parte frontal como en los laterales generando esfuerzos de flexión muy grandes en la base de las columnas. Para disminuir estos esfuerzos, se disponen vigas de arriostramiento en la parte superior de las columnas en los muros laterales que unidas a la viga dintel en la parte frontal proporcionan un efecto de forma obteniendo un comportamiento conjunto de todos los pilotes-columna reduciendo los efectos de flexión. Los pilotes columna se ubican a una separación menor a tres diámetros, la cual garantiza el efecto de arco entre los mismos para soportar el empuje de suelo. En la parte frontal, el coronamiento de las columnas se da por una viga dintel, que aparte de cumplir la función de proporcionar el comportamiento conjunto de todos los pilotes-columna, cumple la función de apoyo de la superestructura del puente soportando todas las cargas provenientes del tablero.

Finalmente, se dispone de un cerramiento materializado por una pantalla frontal de hormigón armado, construida monolíticamente con la viga dintel y las riostras laterales, vinculada a las columnas mediante conectores previamente dispuestos. Esta pantalla, por otra parte, cumple una función estética dándole una terminación al estribo en la que se aprecia simplemente un tabique hormigón, ocultando el suelo y los pilotes que quedan por detrás.

## CAPÍTULO 2

# ***Bases de diseño y Reglamentos de Aplicación***

### **2.1. Reglamentos y normativa de aplicación**

Los reglamentos de aplicación para el proyecto y diseño de los puentes se resumen en el siguiente listado:

- Reglamento Bases para el Cálculo de Puentes de Hormigón Armado de la Dirección Nacional de Vialidad.
- CIRSOC 101 – 2005. Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y otras Estructuras.
- CIRSOC 102 – 2005. Reglamento Argentino de Acción del Viento sobre las Construcciones.
- CIRSOC 103 – 1991. Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes. Parte I: Construcciones en General.
- CIRSOC 103 – 2005. Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes. Parte II: Construcciones de Hormigón Armado.
- CIRSOC 201 – 2005. Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón Armado.
- AASHTO LRFD. Bridge Design Specifications for Highway Bridges. 2005.

### **2.2. Características de los materiales**

Los materiales utilizados en los distintos componentes estructurales del puente poseen las siguientes características mecánicas que se resumen a continuación.

#### **2.2.1. Hormigones**

- Hormigón “in situ” para estribos y pilas

Hormigón clase H-25 s/ CIRSOC 201-2005.

$f'_c = 25$  MPa Resistencia especificada a la compresión (28 días).

### 2.2.2. Aceros

- Acero en barra para Hormigón Armado y Pretensado

Acero ADN 420 s/ Norma IRAM-IAS U-500-528.

Tensión de fluencia:  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

- Acero en barra para conectores en Pantallas

Acero AL 220 s/ Norma IRAM-IAS U5000-502/04.

Tensión de fluencia:  $f_y = 2200 \text{ kg/cm}^2$

### 2.2.3. Apoyos y topes de neopreno

- Apoyos de neopreno armados: Neopreno Dureza Shore 60, con chapas de acero tipo F-24 o SAE 1020, vulcanizados en caliente.
- Topes transversales y longitudinales: Neopreno Dureza Shore 60.

## 2.3. Cargas

Los estados de cargas considerados para la determinación de las solicitaciones en la infraestructura del puente son descritos a continuación.

**Estado 1.** Peso propio de la pila/estribo

**Estado 2.** Peso propio del tablero

**Estado 3.** Sobrecarga Móvil

**Estado 4.** Movimientos Lentos

**Estado 5.** Fuerza de frenado, según Reglamento DNV

**Estado 6.** Viento Puente Vacío (Descargado), según Reglamento DNV

**Estado 7.** Viento Puente Cargado, según Reglamento DNV

**Estado 8.** Acción del Sismo en dirección transversal al puente, según Reglamento INPRES-CIRSOC 103.

**Estado 9.** Acción del Sismo en la dirección longitudinal del puente, según Reglamento INPRES-CIRSOC 103.

**Estado 10.** Empuje de Suelos

**Estado 11.** Empuje de Suelos Por Sismo

### **2.3.1. Estados 1 y 2. Peso propio de las vigas, losa de tablero y pila/estribo**

El peso propio de las vigas principales, vigas transversales, losa de tablero y pila o estribo se calcula en función de sus dimensiones y los siguientes pesos específicos:

- Viga pretensada: 2.50 t/m<sup>3</sup>
- Viga transversal: 2.50 t/m<sup>3</sup>
- Losa de tablero: 2.50 t/m<sup>3</sup>
- Pila/estribo: 2.40 t/m<sup>3</sup>

A esto se le suman las cargas permanentes que son originadas por la carpeta de rodamiento, defensas de hormigón y/o metálicas, cordones, cenefas, columnas de iluminación, etc. Las cargas permanentes se calculan en función de las dimensiones y pesos específicos de cada uno de los materiales componentes.

### **2.3.2. Estado 3. Sobrecargas móviles**

La sobrecarga móvil adoptada corresponde a la “Categoría A-30” del Reglamento “Bases para el Cálculo de Puentes de Hormigón Armado” y sus modificaciones complementarias de la Dirección Nacional de Vialidad (D.N.V.).

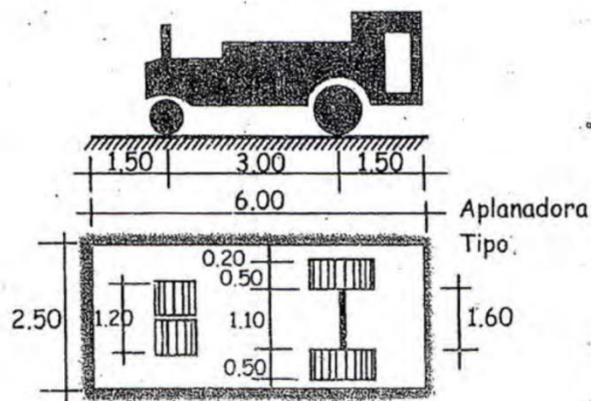
La sobrecarga móvil resulta de la suma de tres tipos de cargas:

- I) Aplanadora Tipo A-30
- II) Multitud compacta sobre la calzada
- III) Sobrecarga en Veredas

A continuación, se describen las características de cada tipo de sobrecarga móvil.

#### ***1) Aplanadora Tipo A-30***

Las características del vehículo de diseño denominado Aplanadora A-30 del Reglamento de la DNV son las que se muestran en la **Figura 2.1** y **Tabla 1.**



**Figura 2.1.** Esquema de Aplanadora A-30

Rodillo	Cantidad	Carga	Área de aplicación
Rodillo delantero (Rd)	1	13 t	1.20 x 0.10
Rodillo trasero (Rt)	2	8.5 t	0.50 x 0.10
Peso total de Aplanadora A-30		30 t	2.50 x 6.00

**Tabla 1.** Características de Aplanadora A-30

II) Multitud compacta sobre calzada (MCSC)

Corresponde a la carga uniforme distribuida aplicada fuera de la zona ocupada por las aplanadoras. El valor de esta carga se obtiene con la aplicación de la siguiente fórmula:

$$p = 0.365 + \frac{80 \times 10^6}{(L^3 + 50L^2 + 334000) \times 10^3} \left[ \frac{tn}{m^2} \right]$$

siendo "L" la longitud de la zona cargada.

III) Sobrecarga en las veredas

Se utiliza para la sobrecarga en veredas el valor de  $0.4 \text{ t/m}^2$ , según lo estipula el Reglamento de Puentes de la D.N.V. En el caso del proyecto realizado no aplica la sobrecarga en veredas.

**2.3.3. Estado 4. Movimientos lentos**

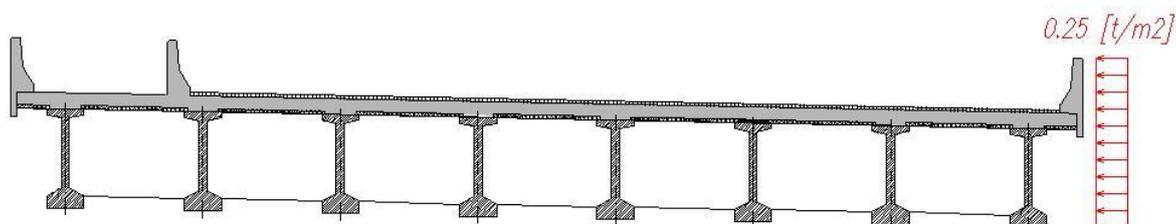
Se consideran las fuerzas de coacción ejercidas sobre las pilas y estribos del puente, resultante de los desplazamientos impuestos por el movimiento lento del tablero, ocasionados por retracción y fluencia del hormigón, y por variación uniforme de temperatura, adoptándose un salto térmico de  $\pm 20 \text{ }^\circ\text{C}$ .

**2.3.4. Estado 5. Frenado**

Se adopta el mayor valor entre el 15% del peso del total de las aplanadoras ó  $1/25$  del peso de la MCSC sobre la calzada, según lineamientos del Reglamento de Puentes de la DNV.

**2.3.5. Estados 6 y 7. Viento**

De acuerdo al Reglamento de Puentes de la DNV, se considera una presión de viento de  $0.25 \text{ t/m}^2$  para puente vacío (sin sobrecarga móvil), actuando sobre toda la superficie lateral expuesta al flujo, y una presión de viento de  $0.15 \text{ t/m}^2$  para la situación de puente cargado, adoptando un valor de  $2.0 \text{ m}$  sobre la carpeta de rodamiento para representar la superficie de los vehículos sobre la calzada del tablero. En la **Figura 2.2** y **Figura 2.3** se presentan esquemas que ilustran la cuantificación de este estado de carga.



**Figura 2.2.** Acción del viento en Puente Descargado

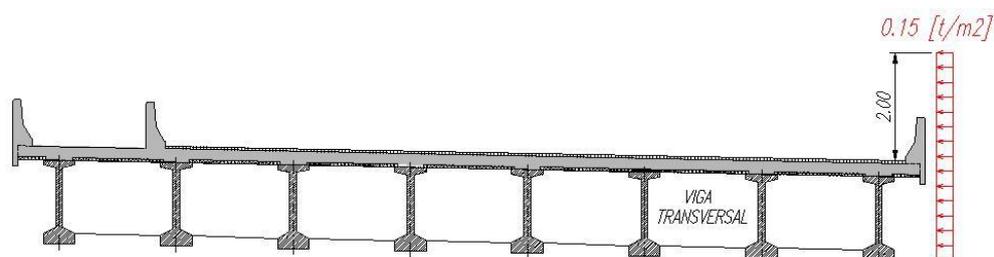


Figura 2.3. Acción del Viento en Puente Cargado

### 2.3.6. Estados 8 y 9. Sismo

Se adoptan las acciones sísmicas conforme al Reglamento INPRES-CIRSOC 103. Según el emplazamiento de la obra se tiene que es Zona Sísmica I; de acuerdo con el estudio de suelo realizado en el lugar, el tipo de suelo es blando (tipo III); el factor de riesgo  $\gamma$  es 1.3 por tratarse de una vía principal de comunicación (Grupo A) y, por último, en la adopción del factor de reducción por ductilidad  $R$  se ha diferenciado el comportamiento del puente en la dirección longitudinal y en la dirección transversal, adoptándose para la primera un valor  $R = 3$  ya que en esta dirección el comportamiento dúctil se ve limitado, mientras que en la segunda se adopta  $R = 5$  ya que en esta dirección el comportamiento es similar al de un pórtico.

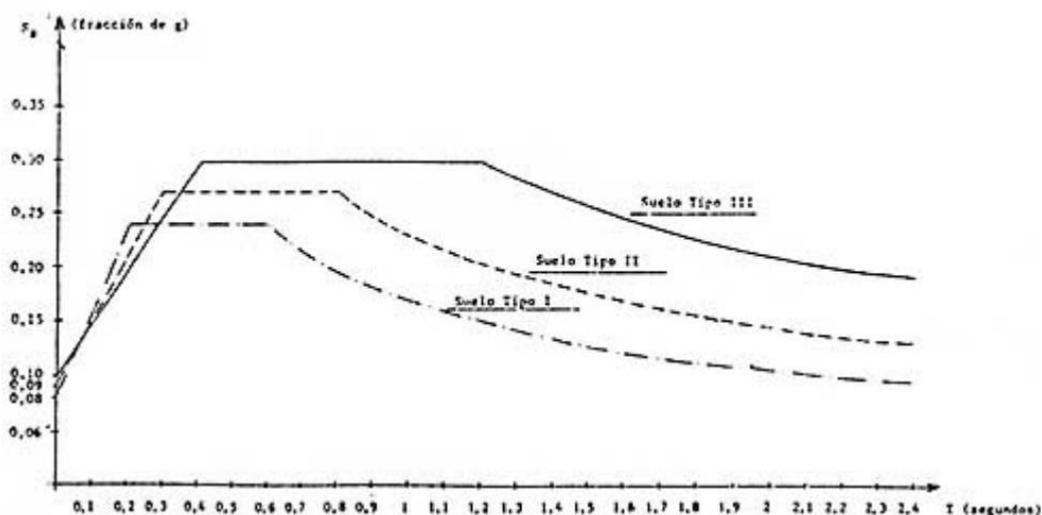


Figura 2.4. Espectro Sísmico para Zona Sísmica I

### 2.3.7. Estados 10 y 11. Empuje de Suelo

Se consideran las fuerzas ejercidas por el suelo sobre la estructura en la condición de reposo y durante un evento sísmico. Estas son obtenidas en función de parámetros característicos del suelo en el lugar de emplazamiento de la obra. Más adelante Capítulo 3, se describen en detalle las características del suelo en cuestión, y en el Capítulo 5 las hipótesis de cálculo de este fenómeno.

## 2.4. Combinaciones de carga y verificación estructural

Se adopta para el desarrollo de los cálculos estructurales los criterios de seguridad y serviciabilidad del “Reglamento Argentino de Estructuras de hormigón” CIRSOC 201-2005, desarrollados en el Capítulo 9 “Requisitos de resistencia y comportamiento en servicio”, y la normativa AASHTO LRFD, Bridge Design Specifications (2005), de reconocido uso y prestigio internacional.

En la **Tabla 2** se presentan las combinaciones de carga para Estados Límites de Servicio (E.L.S.) y en la **Tabla 3** los respectivos a los Estados Límites Últimos (E.L.U.).

Estado de carga	Combinación de carga								
	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
1. Peso propio estribo	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
2. Peso propio tablero	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
3. Sobrecarga móvil	-	1,0	1,0	1,0	-	1,0	0,25	-	0,5
4. Movimientos lentos	1,0	-	1,0	-	-	-	-	-	-
5. Frenado	-	-	-	1,0	-	-	-	-	-
6. Viento puente descargado	-	-	-	-	1,0	-	-	-	-
7. Viento puente cargado	-	-	-	-	-	1,0	-	-	-
8. Sismo transversal	-	-	-	-	-	-	1,0	-	-
9. Sismo longitudinal	-	-	-	-	-	-	-	1,0	-
10. Empuje de suelos	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
11. Empuje de suelos por sismo	-	-	-	-	-	-	1,0	1,0	-

**Tabla 2.** Combinaciones de carga Estado Límite Servicio

**Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste**

Estado de carga	Combinación de carga									
	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10
1. Peso propio estribo	1,4	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	0,9	0,9
2. Peso propio tablero	1,4	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	-	-
3. Sobrecarga móvil	-	1,6	1,6	1,6	0,5	0,5	0,25	-	-	-
4. Movimientos lentos	1,4	-	1,2	-	-	-	-	-	-	-
5. Frenado	-	-	-	1,2	-	-	-	-	-	-
6. Viento puente descargado	-	-	-	-	1,6	-	-	-	-	-
7. Viento puente cargado	-	-	-	-	-	1,6	-	-	-	-
8. Sismo transversal	-	-	-	-	-	-	1,0	0,3	1,0	0,3
9. Sismo longitudinal	-	-	-	-	-	-	0,3	1,0	0,3	1,0
10. Empuje de suelos	1,4	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	0,9	0,9
11. Empuje de suelos por sismo	-	-	-	-	-	-	1,0	1,0	1,0	1,0

**Tabla 3.** Combinaciones de carga Estado Límite Último

## CAPÍTULO 3

### **Marco Teórico**

#### **3.1. Introducción:**

Este capítulo tiene como objetivo, exponer las bases teóricas utilizadas para el diseño estructural de esta tipología de estribos. En primer lugar, se realiza una breve descripción teórica del empuje de suelos, explicando cómo afecta esta carga a la estructura y la forma de calcularla. Puesto que, es la sollicitación más importante que se tiene en esta estructura. Posteriormente, se realiza una reseña respecto a excavaciones en suelos, y una descripción de las estructuras de contención utilizadas, exponiendo las principales características por las cuales fueron incluidas en el diseño del estribo.

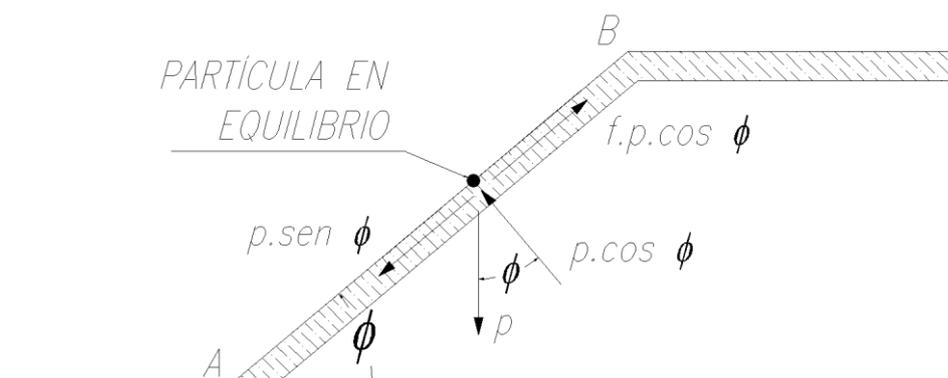
#### **3.2. Empuje de Suelo**

##### **3.2.1. Consideraciones fundamentales**

Un volumen de suelo, que suponemos sin cohesión alguna, derramado libremente sobre un plano horizontal, toma un perfil de equilibrio que nos define el ángulo de talud natural de las tierras o ángulo de fricción interna del suelo  $\phi$ .

Las partículas resbalan a lo largo del talud A-B, o talud natural del suelo, que constituye la inclinación límite, más allá de la cual la partícula no puede mantenerse en equilibrio.

En la figura 3.1., se muestra un volumen de suelo derramado libremente y las fuerzas que origina una partícula sobre el talud. Considerando un elemento de peso  $p$  que reposa sobre el talud, la componente del peso según el talud vale  $p \cdot \text{sen}(\phi)$ , y el equilibrio se establece entre dicha componente y la fricción que se desarrollaría por el efecto de la componente normal al talud  $p \cdot \text{cos}(\phi)$ , al ponerse en movimiento dicha partícula.



**Figura 3.1.** Equilibrio de Una Partícula de Suelo

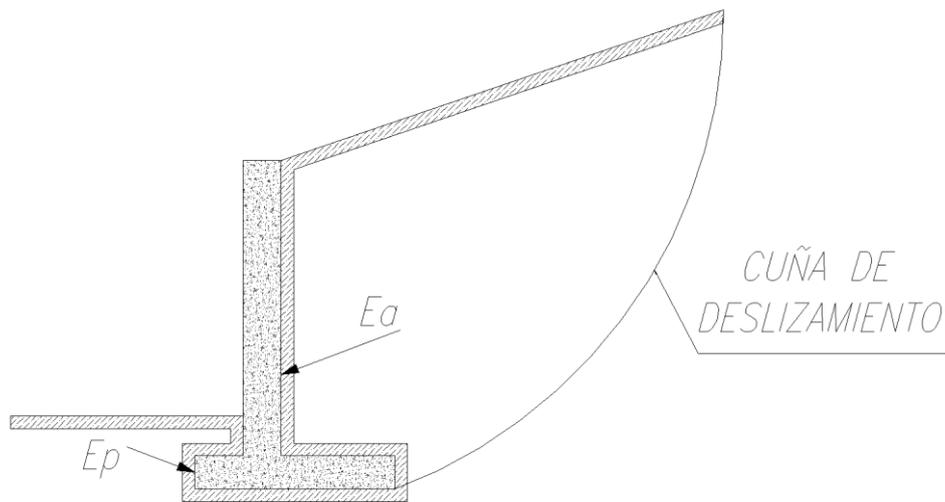
Si se designa como  $f$  el coeficiente de fricción del suelo consigo mismo, la fuerza de fricción originada por el peso de la partícula en la dirección del talud A-B es  $f.p.\cos(\phi)$ . En el equilibrio:

$$p.\sen(\phi) = f.p.\cos(\phi)$$
$$f = \tan(\phi)$$

Por lo tanto la tangente del ángulo del talud natural es igual a la fricción interna del suelo. El ángulo  $\phi$  y el peso específico de los suelos  $\gamma$ , son variables y dependen del tipo de suelo, del estado de humedad, etc.

Si por cualquier circunstancia es preciso dar al suelo un talud mayor que  $\phi$ , será necesario evitar su derrumbamiento, colocando un muro de contención, que constituye un soporte lateral para las masas de suelo.

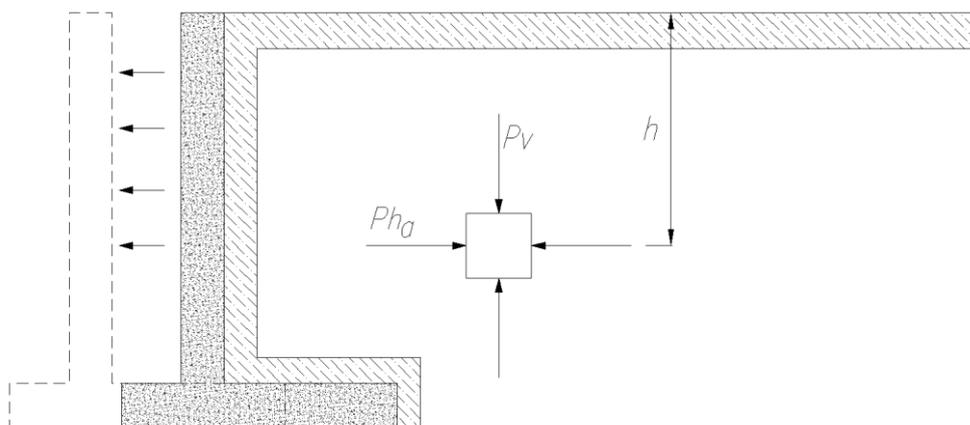
En la figura 3.2., vemos un muro de gravedad que contrapone su peso propio para contrarrestar el empuje horizontal producido por la presión lateral del suelo.



**Figura 3.2.** Cuña de Deslizamiento

### 3.2.2. Empuje activo

Si se elimina la porción de suelo a la izquierda del cubo elemental que estamos considerando y se la reemplaza por un muro de sostenimiento, se tiene un esquema como el indicado en la figura 3.3.



**Figura 3.3.** Cubo elemental con confinamiento reducido por desplazamiento de muro

Podemos considerar ahora que el muro se desplaza hacia afuera del terraplén o relleno en forma paralela a sí mismo, de manera que se produce una descompresión lateral, con lo que se disminuye la presión horizontal hasta alcanzar un valor que corresponde al empuje activo del suelo, que viene dado por la siguiente expresión:

$$p_{ha} = K_a \cdot p_v$$

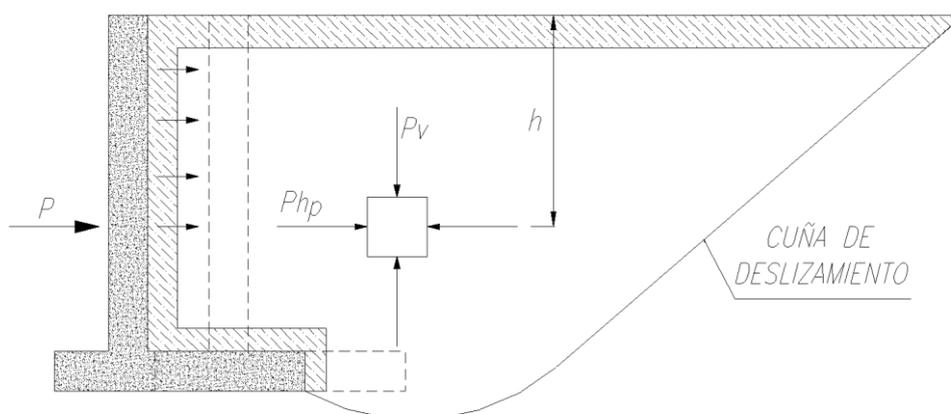
donde  $K_a$  es el coeficiente de empuje activo del suelo.

En suelos que tengan cohesión, si la altura del muro no supera un valor determinado, se puede dar el caso de que se separe el muro del terraplén y éste se mantenga en pie, es decir que el suelo no se desmorone, con lo cual el empuje activo correspondiente sería nulo ( $p_{ha} = 0$ ), ya que este suelo no ejercería empuje si se le adosara un muro, ni sería necesario que éste lo sostenga.

Sin embargo, por acción de diversos agentes climáticos como lluvia, viento, frío, calor, congelamiento y deshielo, etc., a largo plazo el terraplén en general no suele mantenerse estable, sino que se va degradando en forma progresiva. Por este motivo se considera prudente no considerar el valor de la cohesión del suelo al calcular el empuje activo sobre el muro de sostenimiento, considerando solo la fricción entre las partículas del suelo, expresada por el ángulo de fricción interna  $\Phi$  del suelo.

### 3.2.3. Empuje pasivo

Se analiza el caso de una acción exterior que empuja el muro hacia adentro del terraplén, como se indica en la figura 3.4.



**Figura 3.4.** Cubo elemental confinado por presión de empuje pasivo

## Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste

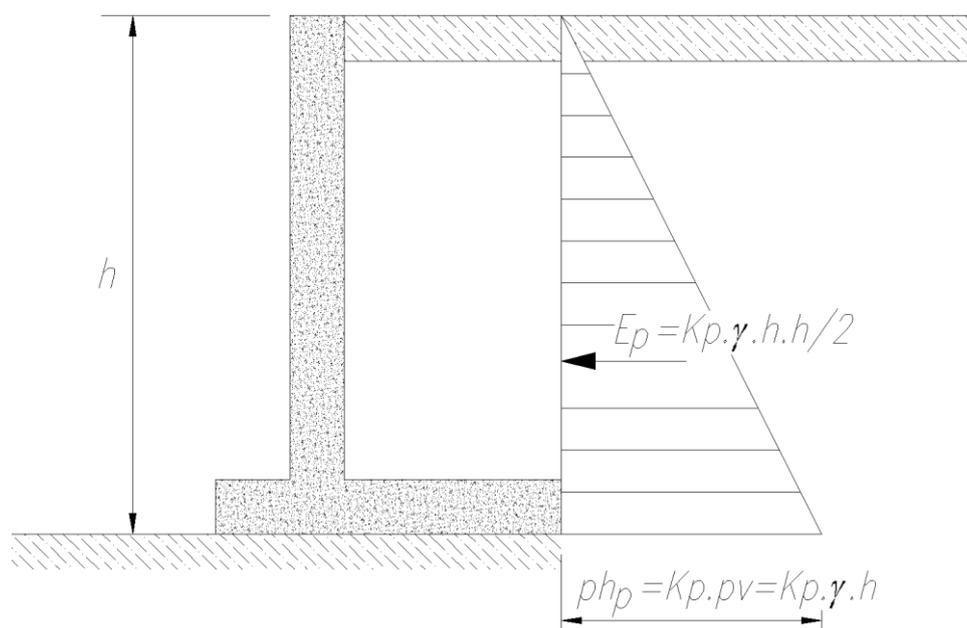
El desplazamiento comprime el suelo en sentido lateral de manera que las presiones horizontales que tenían el valor correspondiente a suelo en reposo, es decir, del 60% al 90% del valor de la presión vertical, ahora comienzan a crecer hasta llegar al estado de falla del suelo. El estado en que el suelo recibe un empuje que le produce la rotura se denomina empuje pasivo. En el estado de empuje pasivo se produce una cuña de deslizamiento como la que se indica en la figura 3.4. En este caso la cuña de deslizamiento tiende a subir respecto al nivel del suelo original, y la relación entre las presiones horizontales y verticales adopta la siguiente forma:

$$p_{hp} = K_p \cdot p_v$$

De acuerdo a la teoría de Rankine se tiene:

$$P_p = \left( \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \right) \cdot \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

En la 3.5. se muestra la distribución de las presiones horizontales.



**Figura 3.5.** Distribución de tensiones horizontales sobre un muro genérico

Donde  $K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$  es el coeficiente de empuje pasivo del suelo.

Aunque debe tenerse en cuenta que para alcanzar el estado límite de empuje pasivo deben producirse deformaciones que en algunos casos no son compatibles con la funcionalidad de la estructura de contención de que se trate. Por lo tanto el coeficiente de empuje pasivo debe reducirse por un factor de seguridad, o puede despreciarse su aporte como fuerza estabilizante en una estructura de contención de suelos.

### 3.2.4. Empuje adicional por sismo

Para determinar la acción de las fuerzas dinámicas adicionales sobre los muros con relleno seco durante la ocurrencia de un sismo las Normas Antisísmicas Argentina, edición 1980 (NAA-80) indican lo siguiente.

El empuje activo total del suelo durante el sismo se determinará por la fórmula siguiente:

$$E_{as} = E_a + \Delta E_{as} = (1 - C_v) \cdot \left[ q \cdot H \cdot \frac{\cos(\alpha)}{\cos(\alpha - \beta)} + \gamma_s \cdot \frac{H^2}{2} \right] \cdot K_{as}$$

donde  $E_{as}$  es el empuje activo total del suelo durante el sismo en  $t/m$ ;  $E_a$  es el empuje activo estático, resultante del diagrama de presiones que ejerce el suelo sobre el muro. Se obtiene como caso particular de  $E_{as}$  sustituyendo en la fórmula  $C = C_v = 0$ ;  $\Delta E_{as}$  es el incremento del empuje activo originado por la acción sísmica. Se obtiene como diferencia entre  $E_{as}$  y  $E_a$ ;  $\gamma_s$  es el peso específico del suelo en  $t/m^3$ ;  $H$  es la altura del relleno medida desde la superficie de fundación del muro en  $m$ ;  $q$  es la intensidad de la sobrecarga uniformemente distribuida sobre la superficie del suelo en  $t/m^2$ .  $K_{as}$  se calcula como

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos^2(\alpha) \cdot \cos(\delta + \alpha + \theta)} \cdot \frac{1}{\left\{ 1 + \left[ \frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)} \right]^{1/2} \right\}^2}$$

$C_v$  es el coeficiente sísmico vertical;  $C_v = 0,5$ ;  $C$  es el coeficiente sísmico definido por la siguiente expresión:  $C = 2 \cdot C_0$ , donde  $C_0$  es el coeficiente sísmico zonal;  $\phi$  es el ángulo de fricción interna del suelo;  $\beta$  es el ángulo que forma la superficie del relleno con la horizontal;  $\alpha$  es el ángulo que forma el paramento posterior del muro con la vertical;  $\delta$  es el ángulo de fricción entre el paramento posterior del muro y el relleno;

$$\theta = \text{arc tg} \left( \frac{C}{1 - C_v} \right)$$

Si  $(\phi - \beta - \theta)$  es negativo, se adopta  $(\phi - \beta - \theta) = 0$ .

### **3.2.5. Empuje por Sobrecarga Móvil:**

Es una situación frecuente y aunque su estudio puede abordarse como el caso de sobrecargas distribuidas o puntuales sobre el relleno, un método más simple es adoptar una carga equivalente uniformemente distribuida. La práctica ha demostrado que se puede considerar una sobrecarga equivalente de un metro de suelo sobre el nivel del terreno natural, obteniendo un valor de carga constante distribuida en lo alto del muro.

### **3.3. Estructuras de Contención:**

Las excavaciones y sus estructuras de contención son uno de los principales condicionantes en el diseño de estructuras. Este condicionamiento depende del perfil de suelos en el lugar, de la presencia de niveles de agua, del tamaño de la excavación a realizar, de la tecnología constructiva disponible, etc. Con estos factores es posible definir si es necesario o no entibar la excavación, si ese entibado debe ser definitivo o provisorio, y que metodología constructiva resulta más conveniente para el mismo.

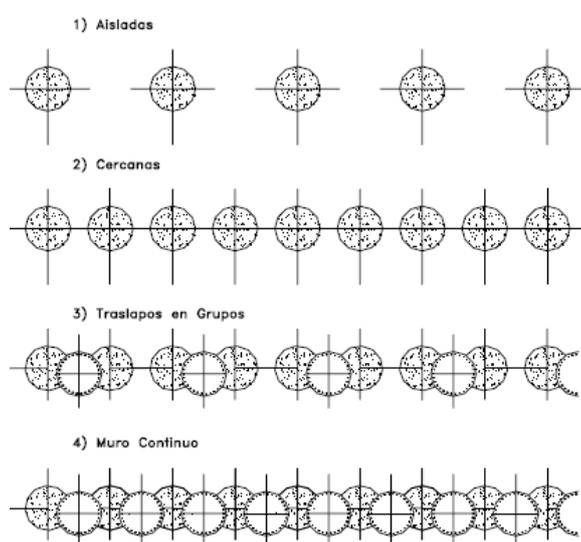
En este capítulo se analizará para distintos tipos de suelo la necesidad o no de entibados y se describirán algunas metodologías constructivas. Para simplificar esta descripción se hará referencia a dos tipos básicos de suelos: cohesivos y granulares.

Los suelos cohesivos, dentro de los que podemos encontrar arcillas, limos, limos arenosos, arcillas limosas, arcillas arenosas, y limos arcillosos; tienen una fuerza interna denominada cohesión que mantiene los granos unidos entre sí. Esta es, en general, más débil para suelos de grano más grueso (limos y limos arenosos) y es más fuerte para suelos más finos (arcillas y arcillas limosas). Estos suelos permiten ciertos niveles de excavación a talud vertical sin entibamiento.

En el caso de los suelos granulares, estos no poseen cohesión por lo cual no es posible realizar excavaciones verticales sin entibar o proteger las mismas. Dentro de este grupo encontramos arenas finas, arenas gruesas, gravas y rodados.

### 3.3.1. Pantalla de Pilotes de Hormigón Armado

Este tipo de pantallas son siempre realizadas antes de la excavación y pueden ser elementos continuos o aislados. Entre los primeros se encuentran los muros o pantallas de hormigón propiamente dichas, mientras que los segundos pueden ser cortinas de pilotes separados entre sí uno o más diámetros. En la Figura 3.6. se pueden observar distintos tipos de pantallas en función de la separación de pilotes.



**Figura 3.6.** Tipos de Pantallas de Pilotes

La elección de uno u otro sistema depende del tipo de suelo a excavar, y si es posible aprovechar cierta cohesión del mismo aún cuando la misma sea temporal, para que actúe un efecto de arco entre los pilotes que contenga el suelo.

Para llevar a cabo el trabajo, las máquinas de excavación precisan de espacio para su operación, por lo que es aplicable a obras de gran tamaño. Si el suelo a excavar es desmoronable o existe la presencia de agua, se puede realizar la pantalla mediante el empleo de lodos bentoníticos que mantiene estables las paredes de la excavación mientras la misma se ejecuta y posteriormente, previa colocación de la armadura, se hormigonan desplazando el hormigón al lodo bentonítico.

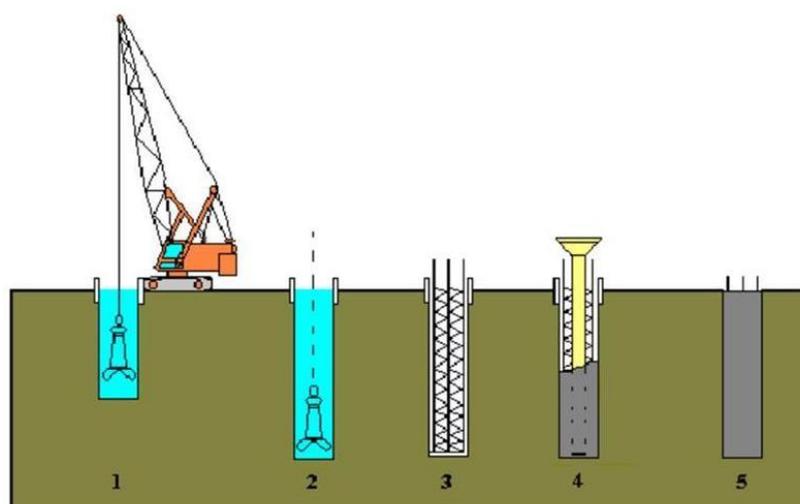
## Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste

Los pilotes de tipo excavados (pilotes excavados-perforados o pilotes hormigonados “in situ”), constituyen una de las soluciones clásicas de cimentación o fundaciones especiales. Su utilización está generalmente relacionada a la baja capacidad del suelo o bien por la necesidad de resistir grandes cargas transmitidas por la estructura a fundar. Su diseño permite soportar combinaciones de esfuerzos verticales, horizontales y momentos flectores, como por ejemplo en las fundaciones de puentes, edificios o pilotes utilizados como contención de taludes.

Las fases de ejecución de un pilote excavado y hormigonado son fundamentalmente tres:

1. Realización de la excavación o perforación. Dependiendo del tipo de suelo, se pueden utilizar camisas de acero recuperables o lodos para sostenimiento de las paredes de la excavación.
2. Colocación de la armadura
3. Colocación del hormigón, el que normalmente se vierte mediante tubería.

En la figura 4.17 puede observarse un esquema de la metodología constructiva.



**Figura 3.7.** Esquema de Ejecución de Pilotes de Hormigón Armado

En las Figuras 3.8. y 3.9. se pueden observar imágenes del antecedente en lo que respecta a este tipo de contenciones, el mismo corresponde a la obra de túnel carretero de la Calle Angosta en la provincia de San Luis, Argentina. Aquí se utilizó

## Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste

una solución similar a la planteada en los estribos, este resultado estructural comprobado cumple con los requisitos planteados en la obra en cuestión y presenta una experiencia satisfactoria de solución. Particularmente las figuras muestran la pantalla contigua de pilotes, la viga riostra de vinculación y la pantalla de hormigón.

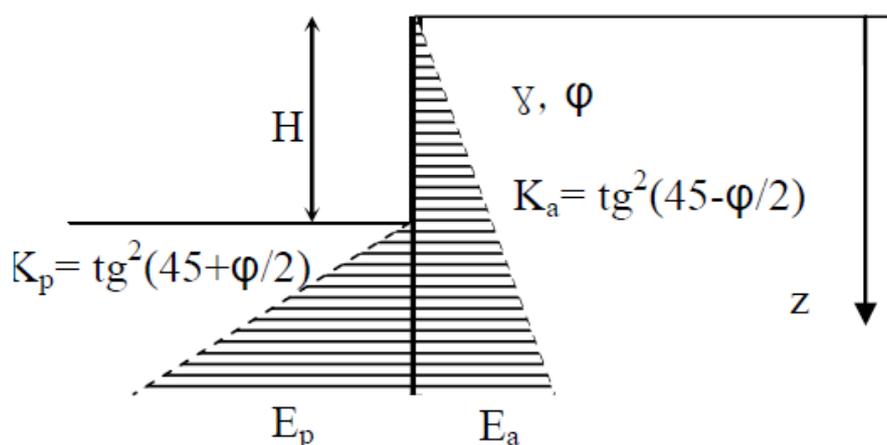


**Figura 3.8.** Antecedente Pantalla de Pilotes 1



**Figura 3.9.** Antecedente Pantalla de Pilotes 2

En lo que respecta al comportamiento estructural, estos muros no resisten los esfuerzos externos por su peso sino por el empotramiento en la base y eventualmente por apuntalamiento o anclajes a diferentes niveles por encima del plano de excavación. Merece un párrafo aparte la verificación al vuelco y determinación de esfuerzos ya que implican un análisis de interacción suelo estructura. Si se plantea la construcción de una pantalla sin anclajes para realizar una excavación de altura H, en un suelo de peso unitario  $\gamma$ , con un ángulo de fricción  $\phi$ , tal como se indica en la figura 30, se pueden determinar para diferentes profundidades "z" los esfuerzos debidos al empuje activo ejercido por el suelo en el trasdós del muro y los debidos al empuje pasivo en la zona de empotramiento.



**Figura 3.10.** Solicitaciones en Pantallas de Pilotes

Las presiones horizontales activa y pasiva a una profundidad "z" serán respectivamente:

$$\sigma_{az} = \gamma \cdot z \cdot k_a \quad \text{y} \quad \sigma_{pz} = \gamma \cdot (z - H) \cdot k_p$$

Por su parte los empujes correspondientes resultan:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot z^2 \cdot k_a \quad \text{y} \quad E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (z - H)^2 \cdot k_p$$

Finalmente, los momentos flectores producidos por estos empujes a las profundidades indicadas pueden formularse como:

## Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste

$$M_a = \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot z^3 \cdot k_a \quad \text{y} \quad M_p = \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot (z - H)^3 \cdot k_p$$

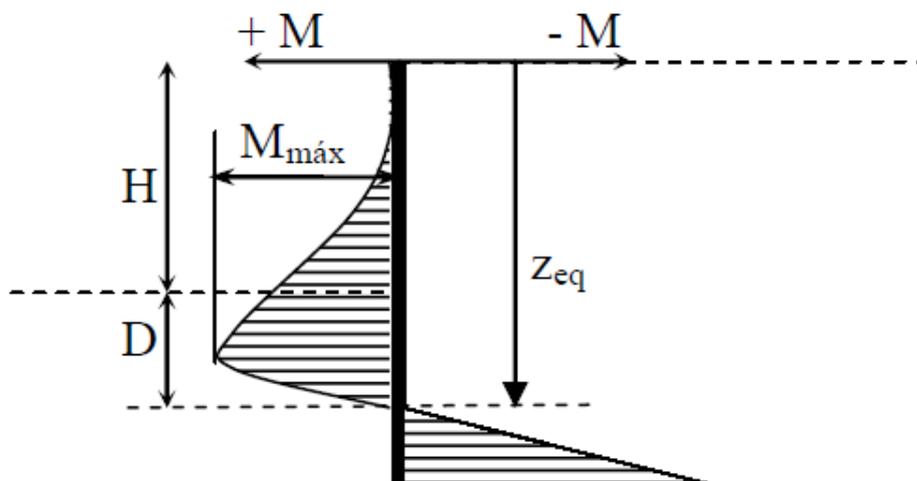
Es decir que para un suelo uniforme pueden expresarse como una constante “ $\rho$ ” multiplicada por una longitud al cubo. De más está decir que los empujes pasivos tienen sentido a partir de una profundidad  $z > H$ .

Con esta simplificación puede construirse una tabla para calcular los momentos flectores activos y pasivos para profundidades “ $z$ ” preestablecidas y realizar la diferencia entre ambos momentos para determinar el momento resultante.

$z$ (m)	$\rho_a$	$M_a$	$\rho_p$	$M_p$	$(M_a - M_p)$
--	---	(+)	---	0	(+)
--		(+)		0	(+)
--		(+)		0	(+)
--		(+)		0	(+)
--		(+)		0	(+)
$z = H$		(+)		0	(+)
--		(+)		(-)	(+)
--		(+)		(-)	(+)
$z_{eq}$		(+)		(-)	$\sim 0$
--		(+)		(-)	(-)
--		(+)		(-)	(-)

**Tabla 4.** Momentos Flectores en la Pantalla

Al mismo tiempo se puede graficar este momento resultante con la profundidad, tal como se indica en la figura 31.



**Figura 3.11.** Momento Flector en Pantalla de Pilotes

Al realizar estos cálculos se encuentra que a partir de la superficie los momentos positivos son siempre superiores a los negativos hasta cierta profundidad " $z_{eq}$ " en la que los momentos positivos y negativos se equilibran y por debajo de ella los momentos negativos son mayores que los positivos.

La profundidad  $D = z_{eq} - H$ , es la penetración mínima que debe tener una pantalla sin anclajes, para garantizar su empotramiento en la base de la excavación. Desde el punto de vista práctico y para garantizar la aparición de una fuerza de reacción en el extremo inferior, se adopta una penetración:  $t_{mín} = 1,2 \times D$

El momento  $M_{máx}$  es el esfuerzo por unidad de longitud en profundidad con que se debe verificar la pantalla ya sea de hormigón armado continua o de pilotes separados.

En el caso de pilotes separados la acción resultante en cada uno de ellos puede calcularse aceptando que existe un efecto de arco en el suelo que los rodea, y adoptando los esquemas indicados en la figura 3.12.

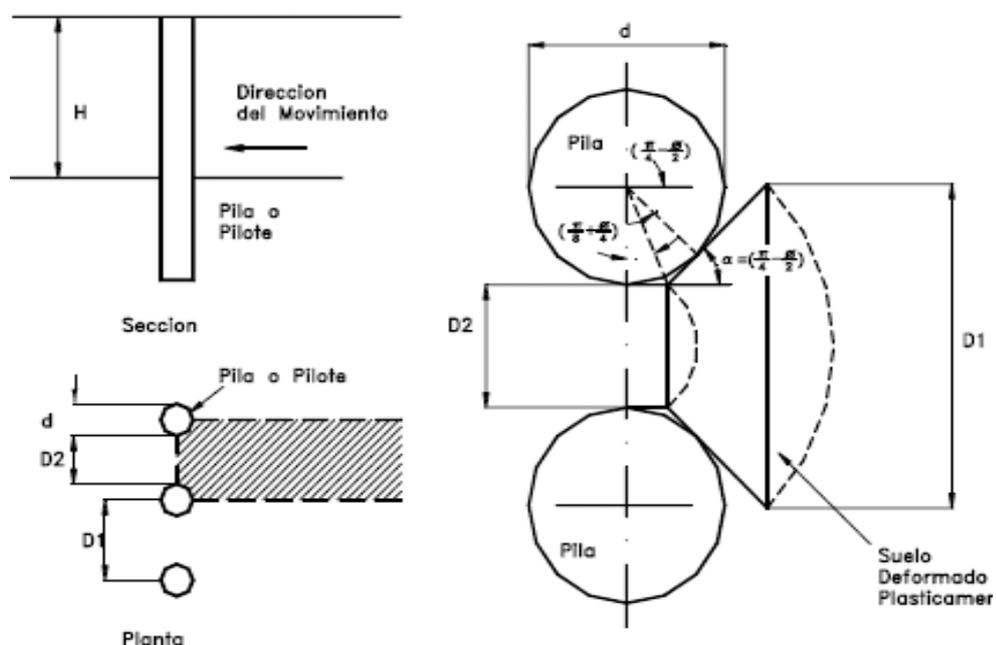
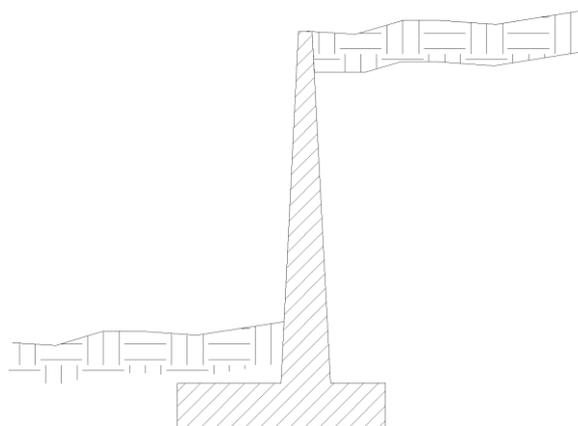


Figura 3.12. Efecto Arco entre Pilotes

### 3.3.2. Muros en voladizo o en ménsula

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

La forma más usual es la llamada T, que logra su estabilidad por el ancho de la zapata, de tal manera que el suelo colocado en la parte posterior de ella, ayuda a impedir el volcamiento y lastra el muro aumentando la fricción suelo-muro en la base, mejorando de esta forma la seguridad del muro al deslizamiento.



**Figura 3.13.** Muro en ménsula

Estos muros se diseñan para soportar la presión del suelo, el agua debe eliminarse con diversos sistemas de drenaje que pueden ser barbacanas colocadas atravesando la pantalla vertical, o sub-drenajes colocados detrás de la pantalla cerca de la parte inferior del muro. Si el terreno no está drenado adecuadamente, se puede presentar presiones hidrostáticas no deseables.

La pantalla de hormigón en estos muros es por lo general delgada, su espesor oscila alrededor de  $(1/10)$  de la altura del muro, y depende de las fuerzas cortantes y momentos flectores originados por el empuje de suelo. El espesor del coronamiento debe ser lo suficientemente grande para permitir el colado del hormigón fresco, generalmente se emplean valores de  $1/8$  a  $1/12$  de la altura del muro.

Esta solución se adoptó en los extremos de las pantallas laterales cuando la altura necesaria a salvar era menos a los 4 m.

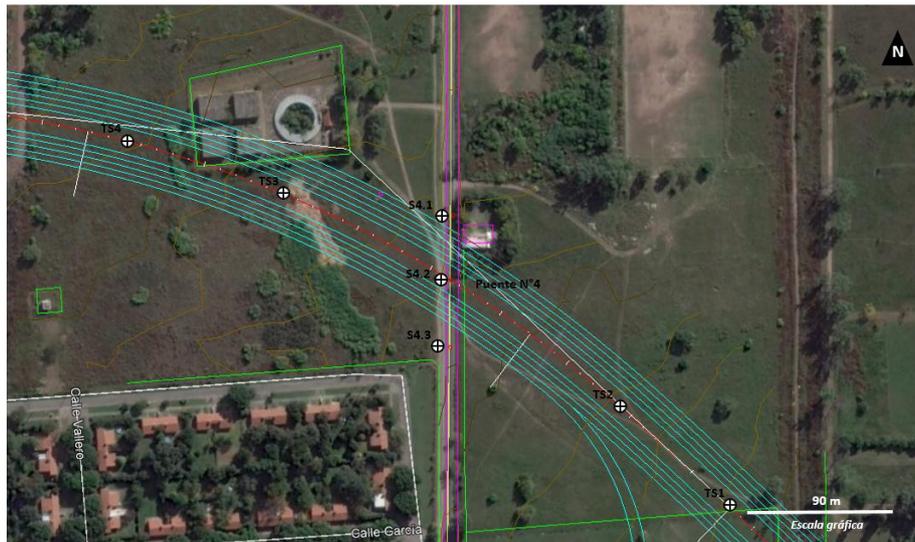
## CAPÍTULO 4

### ***Estudio de suelos***

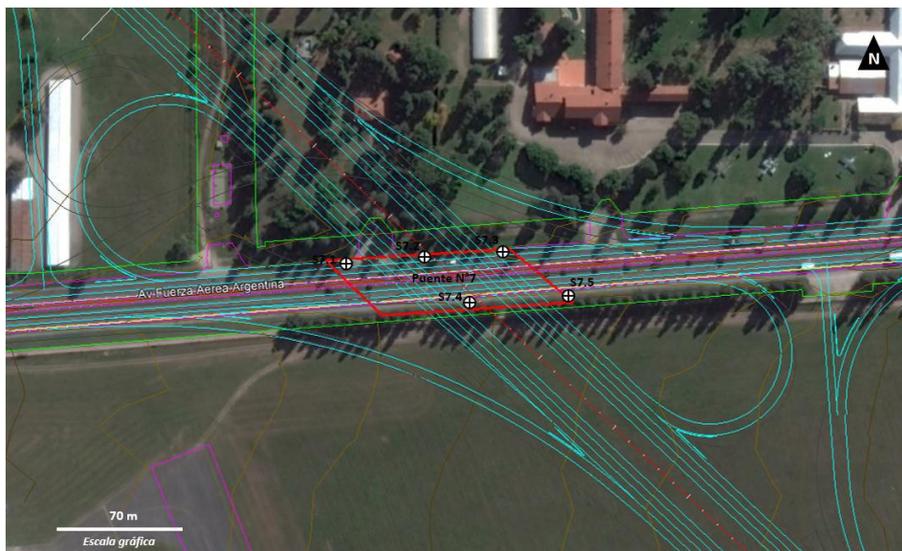
#### **4.1. Introducción:**

El estudio de suelo se lleva a cabo con el objetivo de evaluar las características geomecánicas en el terreno de emplazamiento de la obra. La empresa encargada de esta tarea, realizó sondeos exploratorios con Ensayos SPT, con extracción de muestras y posteriores ensayos en laboratorio de las muestras extraídas. Estas características físicas y mecánicas, así como el conocimiento del perfil geológico aportan elementos técnicos para el dimensionado de las fundaciones, así como recomendaciones constructivas de mismas.

En los sectores implicados en este estudio, desarrollaron un total de veinticuatro (24) sondeos exploratorios (ver Figura 4.1. y 4.2.), distribuidos en los sitios de emplazamiento de los puentes y en el sector de las trincheras (bajo nivel). Los sondeos ejecutados en el sector de los puentes, se realizaron en coincidencia con cada estribo y pila previstos. En los sondeos, se ejecutaron ensayos SPT con extracción de muestras alteradas cada tres (3) metros o cambio de horizonte. Esto se realizó, a los efectos de identificar el perfil geológico y determinar las características geomecánicas de los principales horizontes del subsuelo.



**Figura 4.1.** Sondeos Puente 4 - Calle Alto Alegre



**Figura 4.2.** Sondeos Puente 5 - Av. Fuerza Aérea

## 4.2. Descripción de los estratos:

### 4.2.1. Puente N°4 – Calle Alto Alegre (Progresiva 30+690)

En este sitio se ejecutaron tres (3) sondeos exploratorios del orden de 25,0 m de profundidad cada uno. De acuerdo a lo observado y analizado en los sondeos, se determinó el siguiente perfil geológico generalizado de la zona de emplazamiento de los puentes de la referencia:

## Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste

- De 0,0 m a - 14,0 m (promedio): Limo castaño claro, friable en parte superior, seco.
- De - 14,0 m a - 25,0 m (fin de perforación): Limo arenoso fino, castaño claro, compacto y seco, con intercalaciones de arenas finas limosas. En el sondeo S4.1, por debajo de los 15,0 m de profundidad, se identificó un manto de limos de elevada resistencia a la penetración y que posiblemente podría corresponderse con un nivel de toscas (limos cementados).

En los sondeos ejecutados en este sector, no se identificó el nivel freático.

Los ensayos SPT realizados en los sondeos, arrojaron valores que se compatibilizan con los tipos de suelos de la zona. En los sondeos ejecutados, se puede observar que el número de golpes y la resistencia a la penetración, es baja hasta los 14,0 m de profundidad promedio. Los horizontes limosos superficiales son friables y presentan escasa consolidación, por lo que son susceptibles de erosionarse (tubificaciones internas) o sufrir asentamientos diferenciales al humedecerse.

Por debajo de la profundidad indicada en el párrafo anterior y hasta la profundidad de - 25,0 m (profundidad máxima investigada), el número de golpes y la resistencia a la penetración se incrementa progresivamente, alcanzando valores elevados por debajo de los - 18,0 m de profundidad ( $N > 30$  golpes).

De acuerdo con el Sistema de Clasificación Unificado (SUC), los materiales analizados entre las profundidades de 0,0 m y 14,0 m, han sido clasificados como "ML" (limos de baja plasticidad). Por debajo de los 14,0 m, las muestras fueron clasificadas con "ML" (limos con nódulos y venillas calcáreas) y "SM" (limos arenosos o arenas finas limosas).

### 4.2.2. Puente N°5 – Avenida Fuerza Aérea (Progresiva 30+250)

En este sitio se ejecutaron cinco (5) sondeos exploratorios del orden de 25,0 m de profundidad. De acuerdo a lo observado y analizado en los sondeos, se determinó el siguiente perfil geológico generalizado de la zona de emplazamiento del puente de la referencia:

De 0,0 m a - 16,0 m (promedio): Limo castaño claro, friable, seco, con intercalaciones de capas delgadas de arcillas limosas y arenas limosas.

## Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste

De - 16,0 m a - 25,0 m (fin de perforación): Limo arenoso con variaciones a arenas finas limosas, castaño claro, compacto y seco.

En los sondeos ejecutados en este sector, no se identificó el nivel freático.

Los ensayos SPT realizados en los sondeos, arrojaron valores que se compatibilizan con los tipos de suelos de la zona. En los sondeos ejecutados, se puede observar que el número de golpes y la resistencia a la penetración, es baja a media hasta los 12,0 m de profundidad ( $N < 25$  golpes). Los horizontes limosos superficiales son friables y presentan escasa consolidación, por lo que son susceptibles de erosionarse o sufrir asentamientos diferenciales al humedecerse.

Por debajo de la profundidad indicada en el párrafo anterior y hasta la profundidad de - 25,0 m (profundidad máxima investigada), el número de golpes y la resistencia a la penetración se incrementa progresivamente, alcanzando valores elevados por debajo de los - 18,0 m de profundidad ( $N > 30$  golpes).

De acuerdo con el Sistema de Clasificación Unificado (SUC), los materiales analizados entre las profundidades de 0,0 m y 16,0 m, han sido clasificados como "ML" (limos de baja plasticidad), "CL" (arcillas de baja plasticidad) y "SP-SM" (arena limosa pobremente graduada). Por debajo de los 16,0 m, las muestras fueron clasificadas con "ML" (limos arenosos) y "SM" (arenas finas a medias limosas, con gravillas).

### 4.3. Recomendaciones y Parámetros Geotécnicos:

Para obtener la tensión admisible y capacidad de carga de las cimentaciones analizadas, se asume un modelo de falla general por corte, que responde a la fórmula general de capacidad de carga de Terzaghi, con los coeficientes correspondientes. Para esto se trabajó con los valores de fricción, cohesión y densidades estimados a partir de los ensayos ejecutados (de campo y laboratorio), en función del número de golpes ( $N$ ) y los materiales existentes a las profundidades de cimentación evaluadas.

El valor del ángulo de fricción interna de los materiales friccionales del subsuelo, se estimó a partir de la ecuación de Peck (1973), que relaciona el número de golpes del

## Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste

ensayo SPT con el ángulo de fricción de los materiales, estando limitado su uso a materiales granulares (no cohesivos). La fórmula de cálculo se detalla a continuación.

$$\varphi = 27,1^\circ + 0,30 N - 0,00054 N^2$$

donde:

- $\varphi$ : ángulo de fricción interna del suelo ( $^\circ$ )
- N: número de golpes del ensayo SPT

Para el caso de los suelos finos (cohesivos), de baja a media plasticidad, el ángulo de fricción interna se estimó con la ecuación propuesta por Leoni (2005).

$$\varphi = 2^\circ + 0,66 \cdot N$$

donde:

- $\varphi$ : ángulo de fricción interna del suelo ( $^\circ$ )
- N: número de golpes del ensayo SPT

Los valores de carga o tensión de rotura fueron obtenidos mediante la aplicación de la fórmula de Terzaghi que se detalla a continuación.

$$q_c = 1,3 \cdot c \cdot N_c + \gamma \cdot d_f \cdot N_q + 0,3 \cdot \gamma \cdot b \cdot N_\gamma$$

donde:

- $q_c$ : Tensión de falla o rotura (Tn/m<sup>2</sup>)
- c: Cohesión (Tn/m<sup>2</sup>)
- $\gamma$ : Peso unitario efectivo (Tn/m<sup>3</sup>)
- $d_f$ : Profundidad de la fundación (m)
- b: ancho superficie de apoyo (m)
- $N_c / N_q / N_\gamma$ : Factores de capacidad de carga (adimensionales)

Los valores de fricción lateral en el fuste, fueron obtenidos con la fórmula propuesta por Decourt-Quaresma (1978), que figura el trabajo de Boidi y otros (2006), y se detalla a continuación.

$$q_f = (1/3 NI + 1)$$

donde:

- $q_f$ : Fricción lateral unitaria (Tn/m<sup>2</sup>)
- NI: Valor medio del Ensayo SPT a lo largo del fuste (se nivelan valores anómalos)

Para el cálculo de la tensión admisible del suelo, al valor obtenido con la fórmula de Terzaghi se lo dividió por un coeficiente de seguridad  $F_s=3,0$ . El mismo coeficiente se utilizó para el cálculo de la fricción lateral.

## Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste

Los valores de capacidad de carga total de los pilotes se calcularon con la siguiente fórmula.

$$Q = Q_p + Q_f = A_p \cdot q_p + A_f \cdot q_f$$

donde:

- Q: capacidad de carga de un pilote aislado (Tn)
- Q<sub>f</sub>: capacidad de carga por fricción lateral (Tn)
- Q<sub>p</sub>: capacidad de carga por resistencia de punta (Tn)
- A<sub>f</sub>: área lateral del fuste (2πRh) (m<sup>2</sup>)
- q<sub>f</sub>: fricción lateral unitaria a rotura (Tn/m<sup>2</sup>)
- A<sub>p</sub>: sección transversal de apoyo de la punta (m<sup>2</sup>)
- q<sub>p</sub>: resistencia unitaria de punta a rotura (Tn/m<sup>2</sup>)

Además, se estimaron módulos de balasto a diferentes profundidades, mediante ecuaciones específicas para cada tipo de suelo (friccional o cohesivo), que relacionan el número de golpes resultante del ensayo SPT con el módulo de reacción horizontal del suelo.

En el caso de los suelos friccionales, se aplicaron las ecuaciones propuestas por Terzaghi. El valor de dicho parámetro puede ser aproximado con la siguiente fórmula de cálculo:

$$K_h = n_h \cdot (z/B)$$

donde:

- K<sub>h</sub> : Módulo de balasto (Tn/m<sup>3</sup>)
- n<sub>h</sub> : coeficiente de reacción horizontal (Tn/m<sup>3</sup>)
- z : Profundidad de cálculo (m)
- B : ancho de la sección de la fundación (m)

El coeficiente de reacción horizontal (n<sub>h</sub>), se obtiene mediante las ecuaciones especificadas a continuación (uso exclusivo en suelos granulares secos y húmedos):

$$n_h = [N / (N \cdot 0,18 + 22)]^{1,5} + 0,08$$

donde:

- n<sub>h</sub> : coeficiente de reacción horizontal (Kg/cm<sup>3</sup>)
- N : Número de golpes del ensayo SPT

En el caso de los suelos cohesivos, se aplicaron las ecuaciones propuestas por Leoni (2005). El valor de dicho parámetro puede ser estimado con la siguiente fórmula de cálculo:

$$K_h = [(48 \cdot N_{0,64}) \cdot (1 - 0,67(0,15+0,004 \cdot N))] / B$$

donde,

- $K_h$  : Módulo de balasto (MN/m<sup>3</sup>)
- $N$  : Número de golpes del ensayo SPT
- $B$  : ancho de la sección de la fundación (m)

#### **4.4. Resultados:**

En el presente apartado, se exponen los resultados obtenidos por la empresa encargada de realizar el estudio de suelo. Se detallan cotas de fundación tentativas, tensiones admisibles, fricción lateral, entre otros, correspondientes a los puentes 4 y 5 respectivamente. Atento a las especificaciones del ingeniero proyectista, se analizan sistemas de fundación profundos, mediante la ejecución de pilotes. En este estudio se evalúan dos alternativas de pilotes: 1) Pilotes de Ø 1,0 m y 2) Pilotes de Ø 1,2 m.

##### **4.4.1. Puente N°4 – Calle Alto Alegre**

###### 1) Fundación con Pilotes Ø 1,0 m

- Cota absoluta: 466,5 m s.n.m. (18,0 m desde NTN)
- Pilote: Ø 1,0 m
- Material de apoyo: Limo arenoso compacto
- Tensión Admisible (punta):  $\sigma_{adm}$  127,89 Tn/m<sup>2</sup>
- Fricción lateral (tramo de 10,0 a 18,0 m):  $f_s$  3,9 Tn/m<sup>2</sup>
- Capacidad de carga del pilote:  $\sigma_T$  198,18 Tn
- Módulo de balasto horizontal (a 18,0 m):  $K_h$  16000,0 Tn/m<sup>3</sup>

###### 2) Fundación con Pilotes Ø 1,2 m

- Cota absoluta: 466,5 m s.n.m. (18,0 m desde NTN)
- Pilote: Ø 1,2 m
- Material de apoyo: Limo arenoso compacto
- Tensión Admisible (punta):  $\sigma_{adm}$  128,75 Tn/m<sup>2</sup>
- Fricción lateral (tramo de 10,0 a 18,0 m):  $f_s$  3,9 Tn/m<sup>2</sup>
- Capacidad de carga del pilote:  $\sigma_T$  262,89 Tn
- Módulo de balasto horizontal (a 18,0 m):  $K_h$  13300,0 Tn/m<sup>3</sup>

#### **4.4.2. Puente N°5 – Avenida Fuerza Aérea**

##### 1) Fundación con Pilotes Ø 1,0 m

- Cota absoluta: 462,0 m s.n.m. (18,0 m desde NTN)
- Pilote: Ø 1,0 m
- Material de apoyo: Limo arenoso compacto
- Tensión Admisible (punta):  $\sigma_{adm}$ . 127,62 Tn/m<sup>2</sup>
- Fricción lateral (tramo de 10,0 a 18,0 m):  $f_s$  3,2 Tn/m<sup>2</sup>
- Capacidad de carga del pilote:  $\sigma_T$  181,21 Tn
- Módulo de balasto horizontal (a 18,0 m):  $K_h$  14500,0 Tn/m<sup>3</sup>

##### 2) Fundación con Pilotes Ø 1,2 m

- Cota absoluta: 462,0 m s.n.m. (18,0 m desde NTN)
- Pilote: Ø 1,2 m
- Material de apoyo: Limo arenoso compacto
- Tensión Admisible (punta):  $\sigma_{adm}$ . 128,42 Tn/m<sup>2</sup>
- Fricción lateral (tramo de 10,0 a 18,0 m):  $f_s$  3,2 Tn/m<sup>2</sup>
- Capacidad de carga del pilote:  $\sigma_T$  242,42 Tn
- Módulo de balasto horizontal (a 18,0 m):  $K_h$  12100,0 Tn/m<sup>3</sup>

## CAPÍTULO 5

### ***Modelación Numérica***

#### **5.1. Introducción**

Para poder realizar el dimensionado y verificación estructural de los distintos elementos que componen la infraestructura de los puentes en cuestión, se realizaron modelos numéricos utilizando el software SAP 2000, un programa de cálculo estructural basado en el Método de Elementos Finitos. Con la modelación numérica, se busca representar lo mejor posible la interacción entre la estructura, el medio de emplazamiento y las cargas actuantes sobre la misma, de modo de obtener las solicitaciones a las cuales estarán sometidos los diferentes elementos estructurales para diferentes estados de carga.

Como primer paso, se realiza la definición de los distintos materiales utilizados para la materialización del estribo. El programa nos permite definirlos a través del ingreso de características representativas de cada material a utilizar, como ser, el módulo de elasticidad, peso específico, coeficiente de Poisson, entre otros.

Una vez definidos los diferentes materiales, se realiza una modelación geométrica, en donde mediante la utilización de elementos tipo “barra” se representan los diferentes componentes como ser pilotes, columnas, vigas, etc. Cabe destacar, que las “barras” que representan a la estructura son rectas ubicadas en los centros de gravedad de los elementos, condición que se tiene en cuenta al momento de definir las longitudes de las mismas. Posteriormente, se debe asignar a cada barra, la sección correspondiente del elemento que representa. El SAP, nos permite definir las secciones necesarias con sus respectivas propiedades y asignarles alguno de los materiales anteriormente definidos.

Por otra parte, se deben representar las condiciones de contorno del modelo. En este caso, para representar la interacción de la estructura con el suelo, se modelaron resortes elásticos lineales, cuyas constantes son definidas en función de las características geotécnicas de suelo en el lugar de emplazamiento de la obra.

## Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste

Finalmente, debemos asignar las cargas que actúan sobre la estructura definiendo las combinaciones explicadas tal como se explica en el Capítulo 2.

### 5.2. Materiales

En lo que respecta a materiales utilizados para la construcción del estribo, este se compone en su totalidad por Hormigón H-25, por lo que solo fue necesario definir en el programa un tipo de material a partir de sus características principales.

The image shows a screenshot of the 'Material Property Data' dialog box in SAP. The dialog is titled 'Material Property Data' and has a close button (X) in the top right corner. It is divided into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color is 'H-25' with a blue color swatch. Material Type is 'Concrete'. Material Notes has a 'Modify/Show Notes...' button.
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume is '2,5'. Mass per Unit Volume is '0,2549'.
- Units:** The unit is set to 'Tonf, m, C'.
- Isotropic Property Data:** Modulus of Elasticity, E is '2350000'. Poisson, U is '0,3'. Coefficient of Thermal Expansion, A is '1,170E-05'. Shear Modulus, G is '903846,2'.
- Other Properties for Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength,  $f_c$  is '2109,2089'. Expected Concrete Compressive Strength is '2109,2089'. There is a checkbox for 'Lightweight Concrete' which is unchecked. Below it is a field for 'Shear Strength Reduction Factor' which is empty.
- At the bottom, there is a checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' which is unchecked, and 'OK' and 'Cancel' buttons.

**Figura 5.1.** SAP – Definición de Materiales

### 5.3. Modelación Geométrica

Como se mencionó anteriormente, la geometría del modelo numérico es representada por “barras” ubicadas en el centro de gravedad de cada elemento. Los elementos representados en los modelos del estribo, son los siguientes:

- Pilotes
- Columnas
- Viga Dintel
- Vigas Riostras

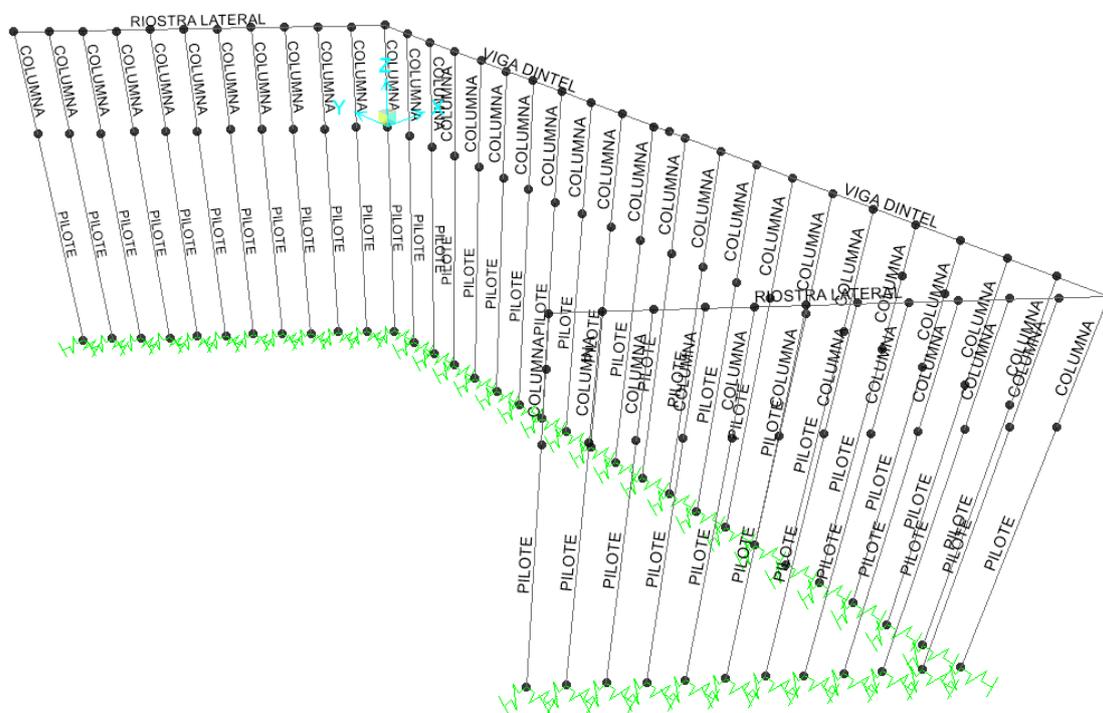


Figura 5.2. Modelación Geométrica

### 5.4. Interacción Suelo Estructura

Para estimar la rigidez lateral del suelo a distintas profundidades, mediante ecuaciones específicas para suelos cohesivos, que relacionan el número de golpes resultante del ensayo SPT con el módulo de reacción horizontal del suelo.

El valor de dicho parámetro puede ser estimado con la siguiente fórmula de cálculo:

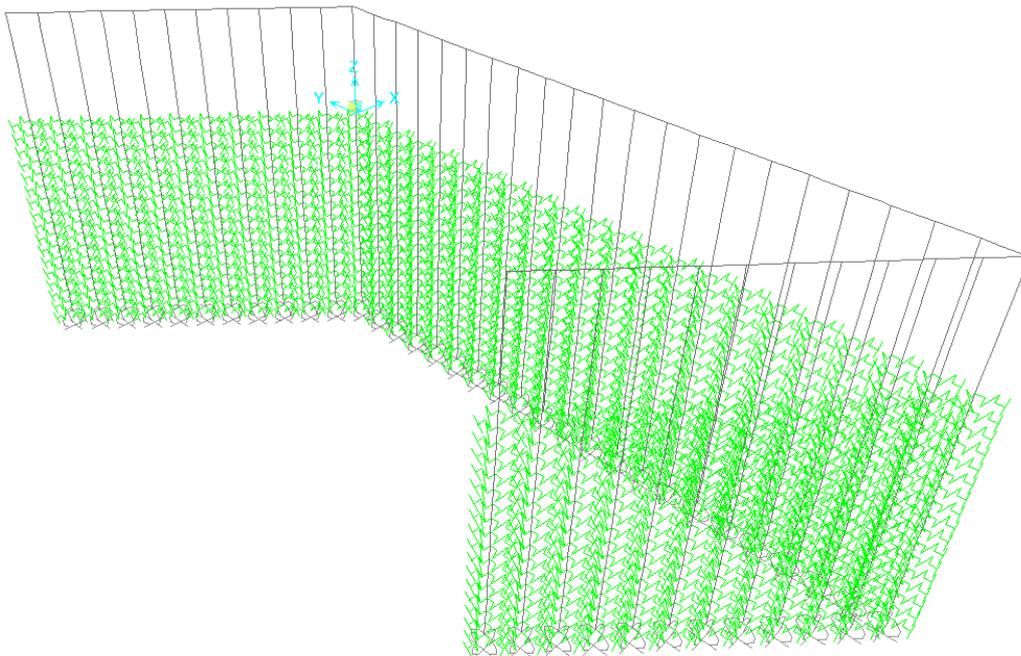
$$K_h = [(48 \cdot N^{0,64}) \cdot (1 - 0,67^{(0,15+0,004 \cdot N)})] / B$$

donde,

- $K_h$ : Módulo de balasto ( $\text{MN/m}^3$ )
- N: Número de golpes del ensayo SPT
- B: ancho de la sección de la fundación (m)

Se calcularon resortes con un ancho de influencia un metro, los cuales se distribuyeron a lo largo de todo el pilote en dos direcciones perpendiculares al eje longitudinal de la fundación. Los parámetros necesarios fueron obtenidos del estudio de suelo.

A continuación se muestra en una tabla, la rigidez horizontal de cada resorte en función de la profundidad.

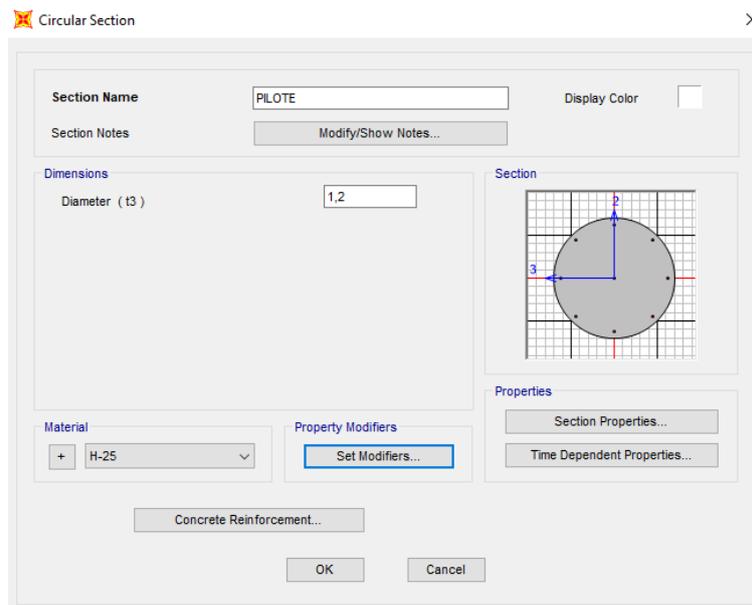


**Figura 5.3.** Interacción Suelo Estructura

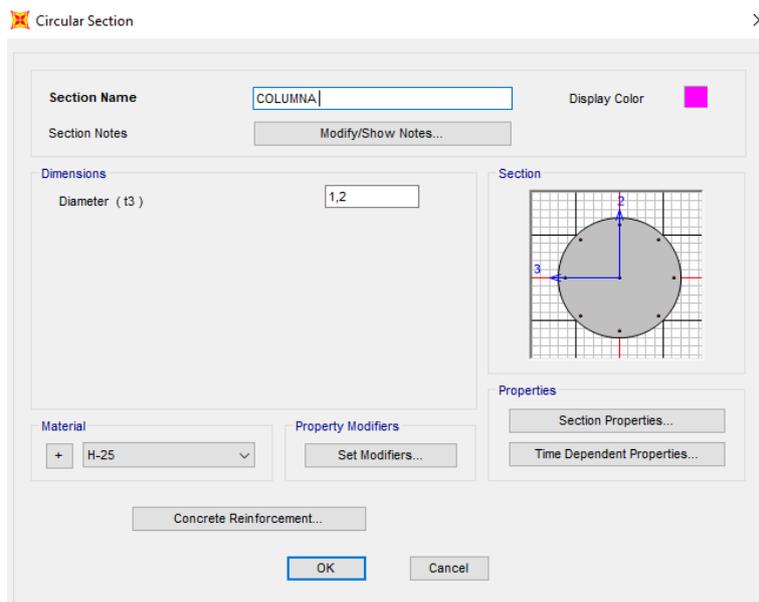
## 5.5. Definición de secciones

Como se explicó anteriormente, el modelo numérico está compuesto por cuatro elementos estructurales que definen el estribo. A continuación, se describen cada una de las secciones y como fueron definidas en el software.

## Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste

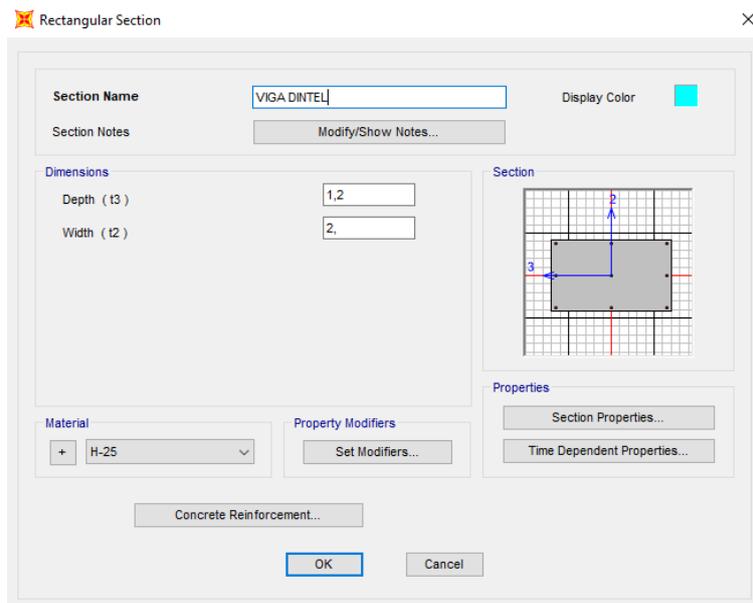


**Figura 5.4.** Pilote:  $\varnothing$  1,00 m

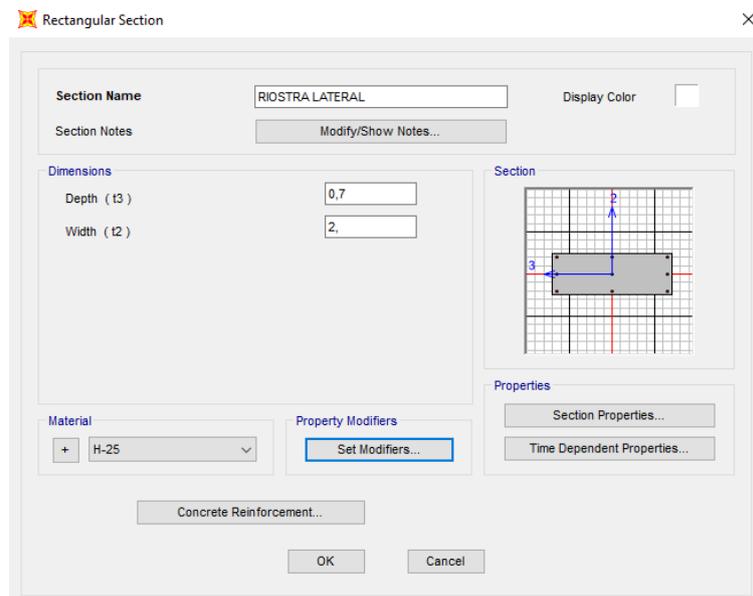


**Figura 5.5.** Columnna:  $\varnothing$  1,20 m

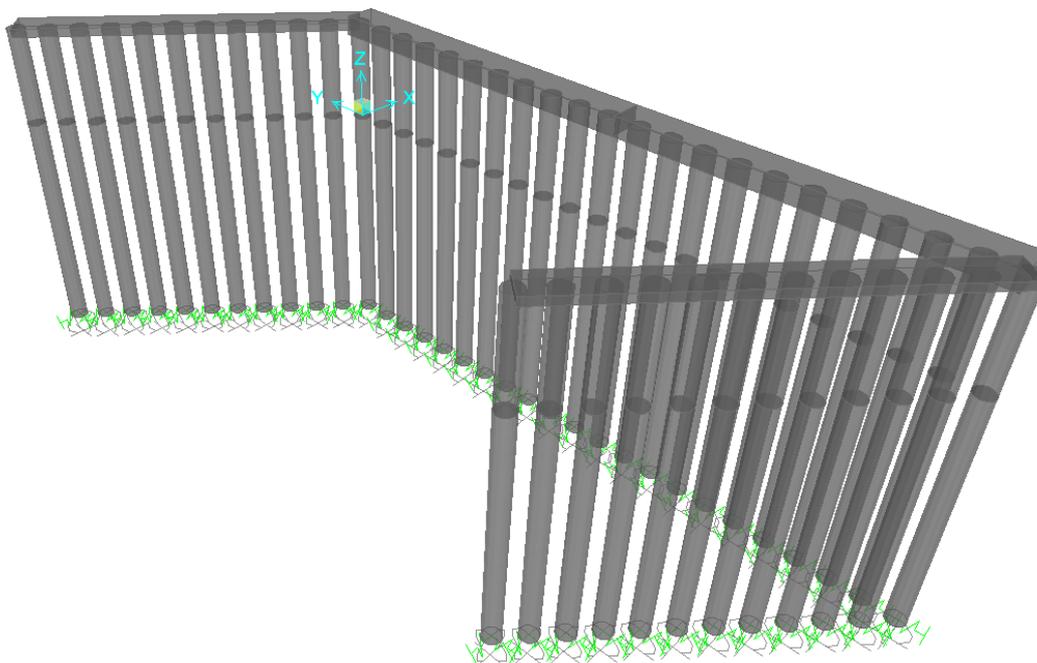
## Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste



**Figura 5.6.** Viga Dintel 2.00m x 1.20 m



**Figura 5.7.** Riostras Laterales 2.00m x 0.70m



**Figura 5.8.** Modelo Numérico Extruido

## 5.6. Cargas Actuantes

Se definen estados de carga individuales y combinaciones de los mismos tal como se explicó en el capítulo dos.

A partir de análisis de carga realizado, conocemos los valores de las cargas de cada estado. Las cargas correspondientes al tablero son aplicadas en nodos distribuidos en la viga dintel, que representan los apoyos de vigas longitudinales que conforman la superestructura. Por otra parte, los empujes de suelos son aplicados como cargas distribuidas a lo largo de la viga dintel y las columnas. A continuación, se exhiben imágenes donde se pueden apreciar la aplicación de algunos de los diferentes estados de carga.

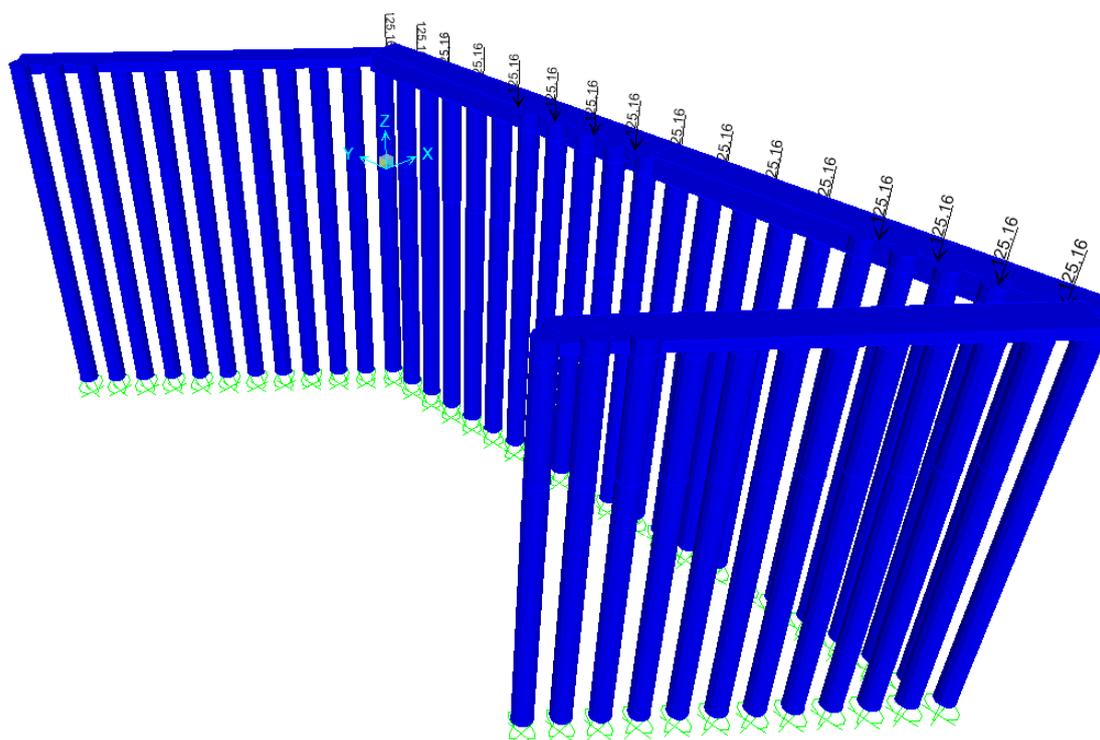


Figura 5. 9. Peso Propio del Tablero

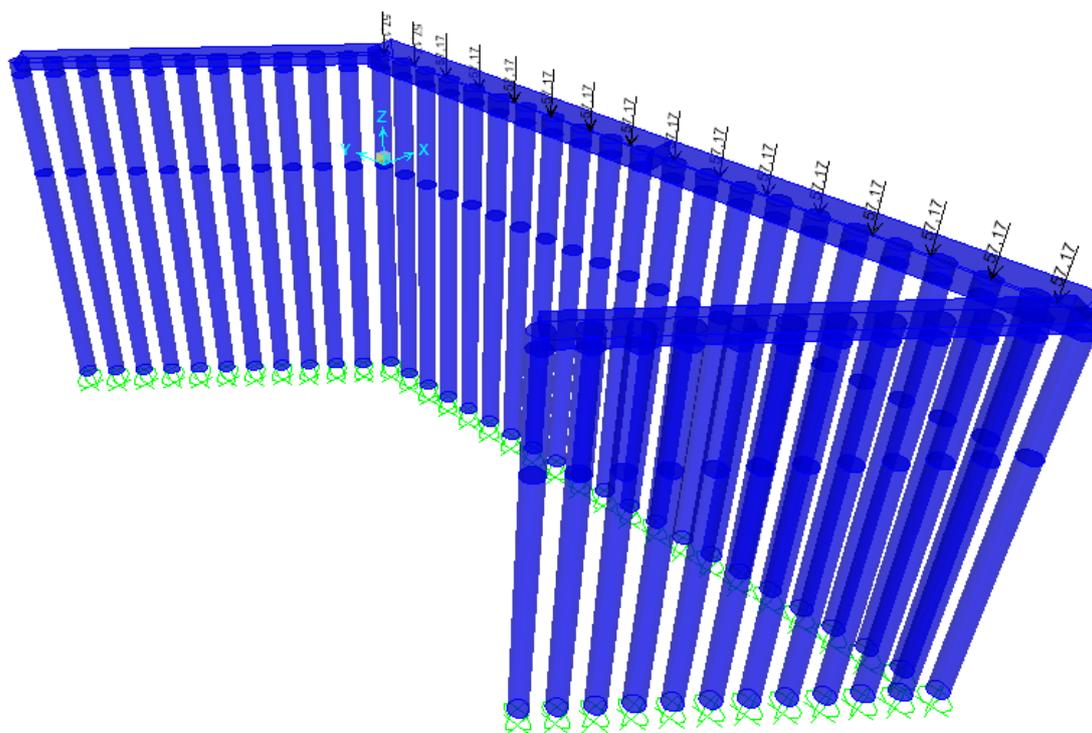
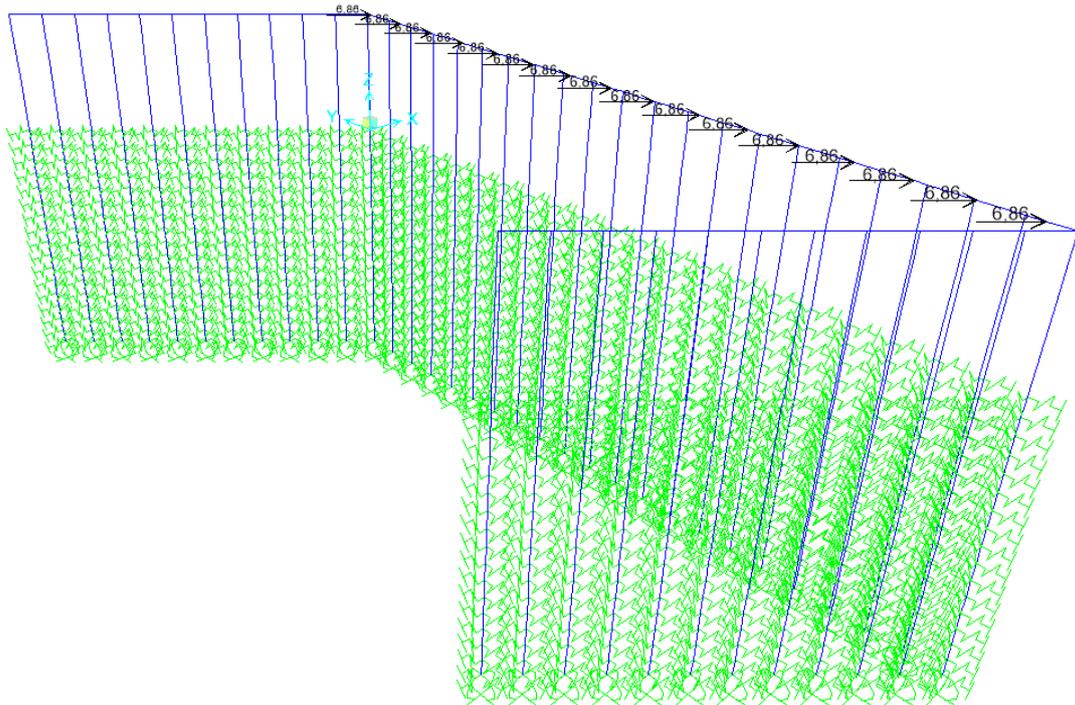
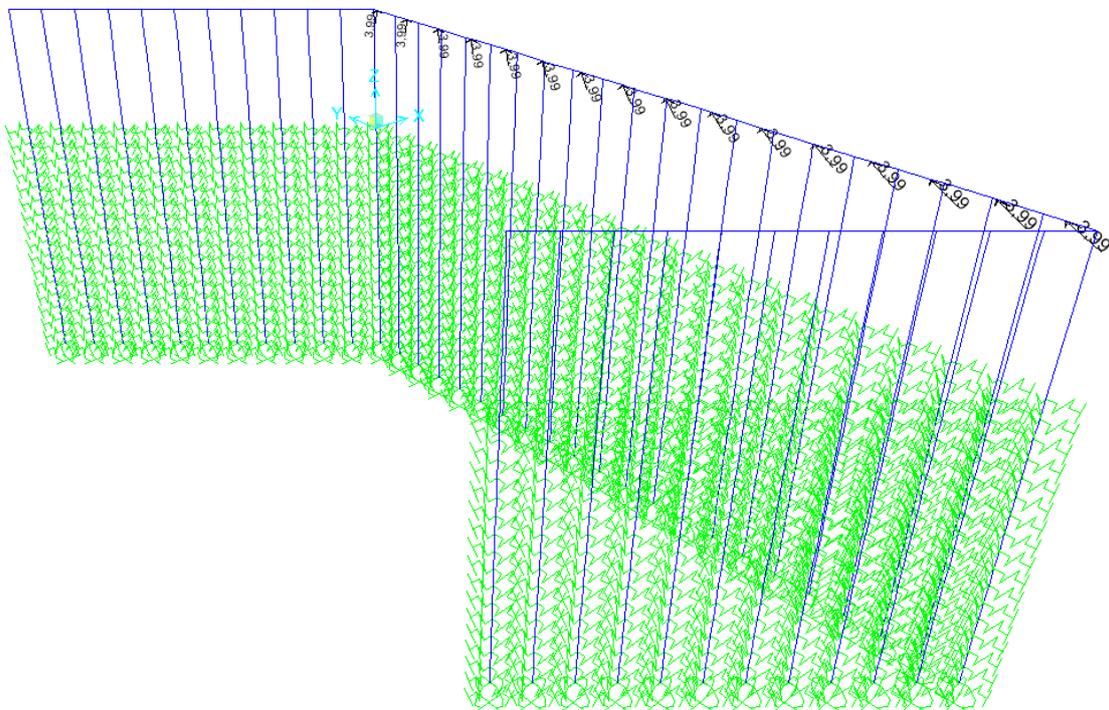


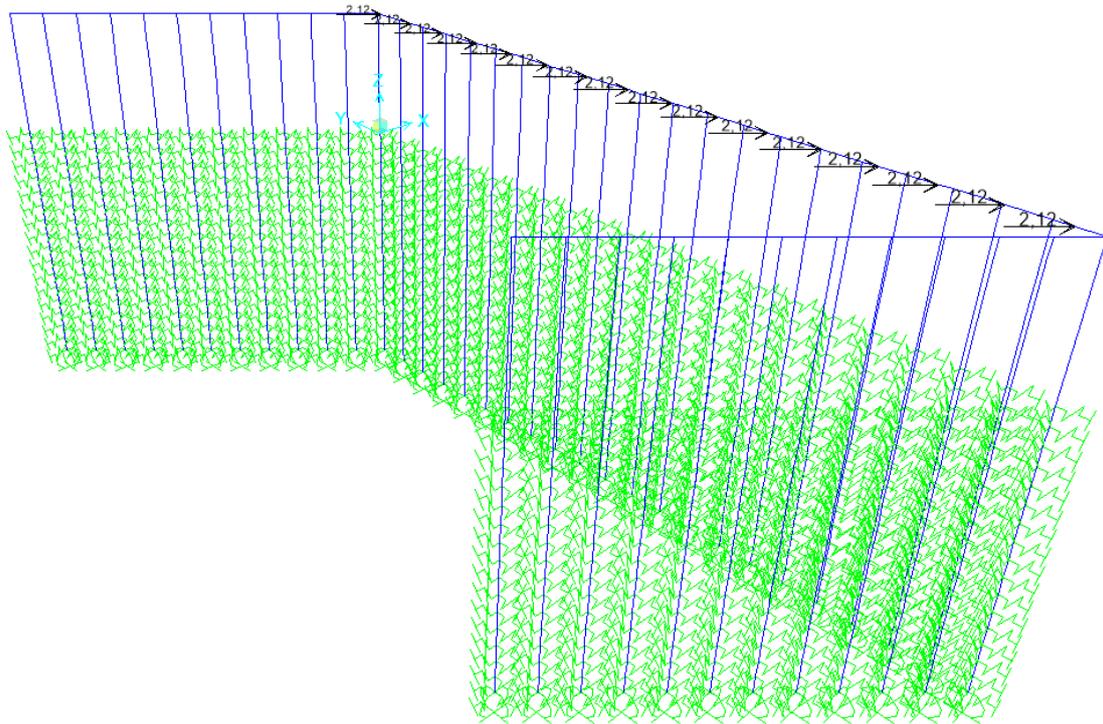
Figura 5. 10. Sobrecarga Móvil Tablero



**Figura 5. 11. Sismo Longitudinal**



**Figura 5. 12. Sismo Transversal**



**Figura 5. 13. Movimientos Lentos**

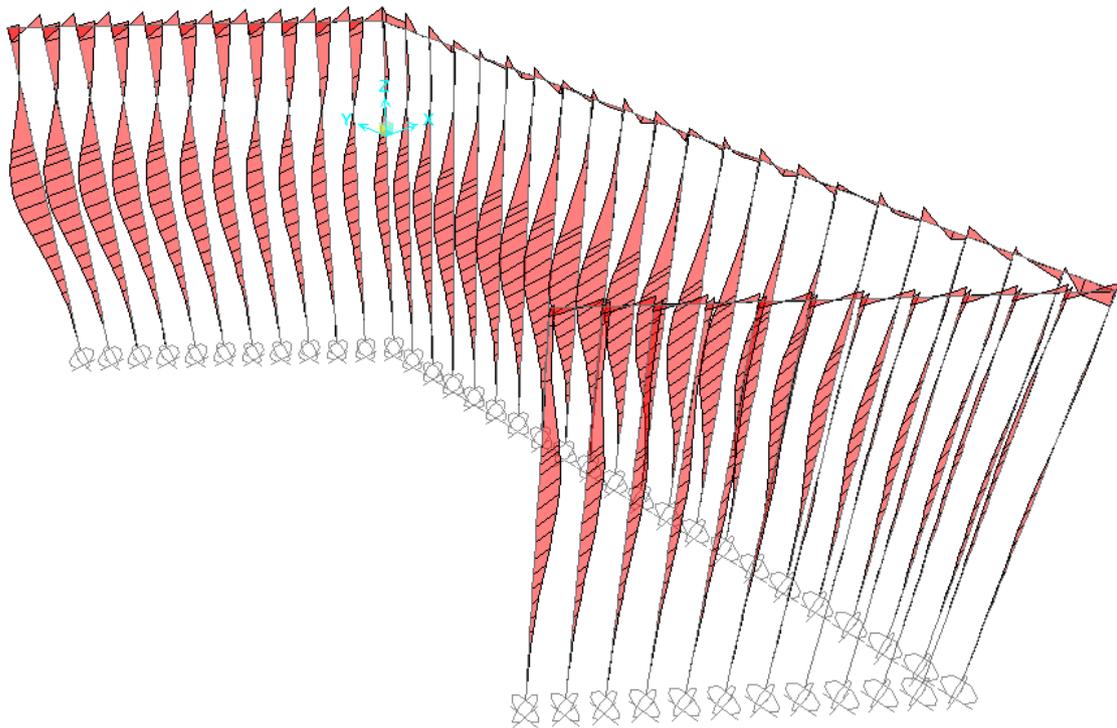
### **5.7. Resultados:**

Una vez terminado el modelo numérico de la estructura, se extraen del mismo las sollicitaciones máximas que actúan en ella. De esta manera podemos verificar las secciones propuestas y tomar decisiones al respecto.

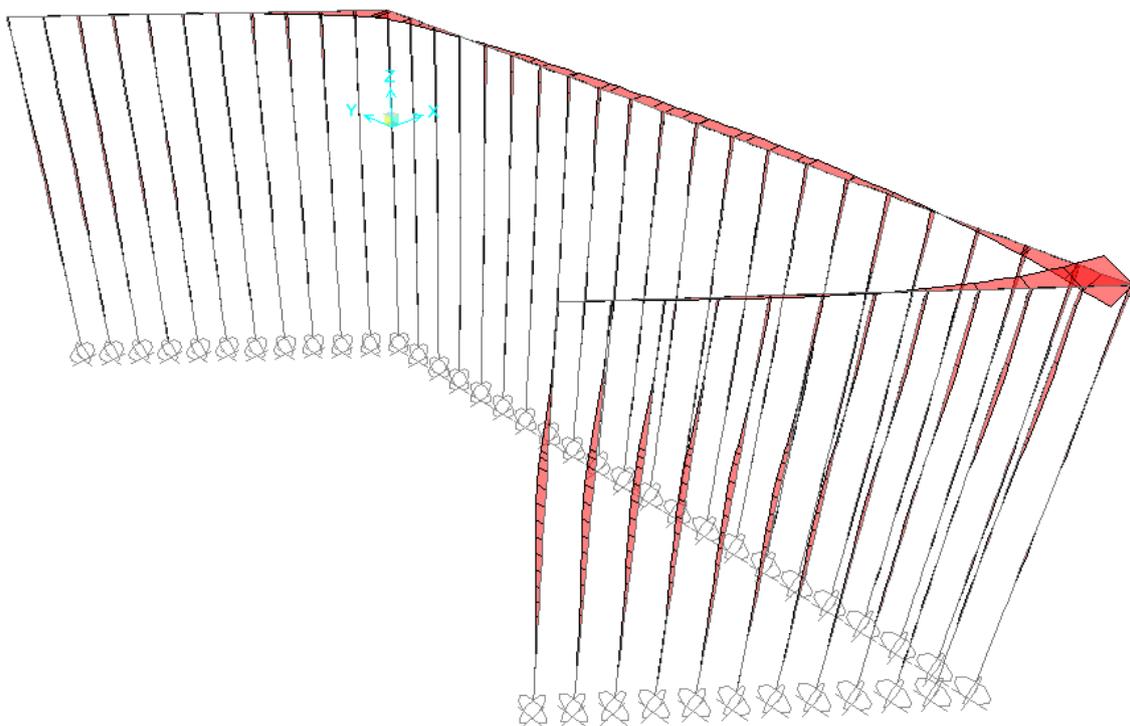
Los datos extraídos de cada uno de los elementos estructurales que componen el estribo son:

- Momentos Flectores
- Esfuerzos Normales
- Esfuerzos de Corte.

A continuación, podemos ver en las imágenes algunos de los diagramas de esfuerzos obtenidos del modelo.



**Figura 5. 14. Momento Flector M33**



**Figura 5.15. Momento Flector M22**



## CAPÍTULO 6

# ***Dimensionado y Verificaciones Principales***

### **6.1. Generalidades**

En este apartado se hace una descripción resumida de los diferentes criterios y consideraciones aplicados en el diseño y verificación estructural de los elementos que componen a los estribos de los puentes en cuestión. Este proceso tiene como base los lineamientos expresados en los reglamentos mencionados en el Capítulo 2.

Para la realización de dicho dimensionado y verificaciones, se han seguido los lineamientos de Reglamento CIRSOC 201 – 2005. El mismo es una adaptación de la norma ACI de Estados Unidos.

La principal característica que presenta el reglamento utilizado, es la de calibrar la seguridad para el cálculo de secciones en base al uso de coeficientes de mayoración de cargas para calcular las solicitaciones de diseño y a un coeficiente de reducción de resistencias para calcular la resistencia de diseño de una sección.

Los coeficientes de minoración tienen en cuenta, fundamentalmente, las incertidumbres relativas a los materiales hormigón y acero. Para roturas dúctiles, con preaviso, causadas por tracción del acero, el coeficiente de minoración toma el valor de 0.9, reconociendo una reducida incertidumbre en la resistencia del acero; en cambio, cuando la rotura es frágil, llega a 0.65, reconociendo la mayor incertidumbre en la resistencia a lograr para el hormigón.

En cuanto a los factores de mayoración de cargas, los mismos son más elevados cuanto más imprecisa o dificultosa en la cuantificación de la carga. En cambio, cuando se trata de cargas de fácil y precisa cuantificación, como el peso propio, los valores son menores. A su vez, los factores de mayoración varían teniendo en cuenta las distintas probabilidades de ocurrencia simultánea de diversas cargas.

Debido a que todos los estribos son iguales con respecto a los elementos estructurales que los componen, a modo de simplicidad, se decidió que todos los ejemplos de los diferentes apartados de este capítulo están referenciados al Estribo E1 de Puente 5 – Av. Fuerza Aérea.

### 6.2. Dimensionado de Pilotes-Columnas

#### 6.2.1. Solicitaciones

En primer lugar, se extraen las solicitaciones del modelo numérico descrito en el capítulo 5. En función de estas, y debido a la gran cantidad de pilotes-columnas que componen los estribos de los puentes, estos fueron clasificados en grupos, con el fin de poder optimizar las armaduras necesarias para cada caso. Los mismos son nombrados a continuación:

#### Puente 4 – Calle Alto Alegre:

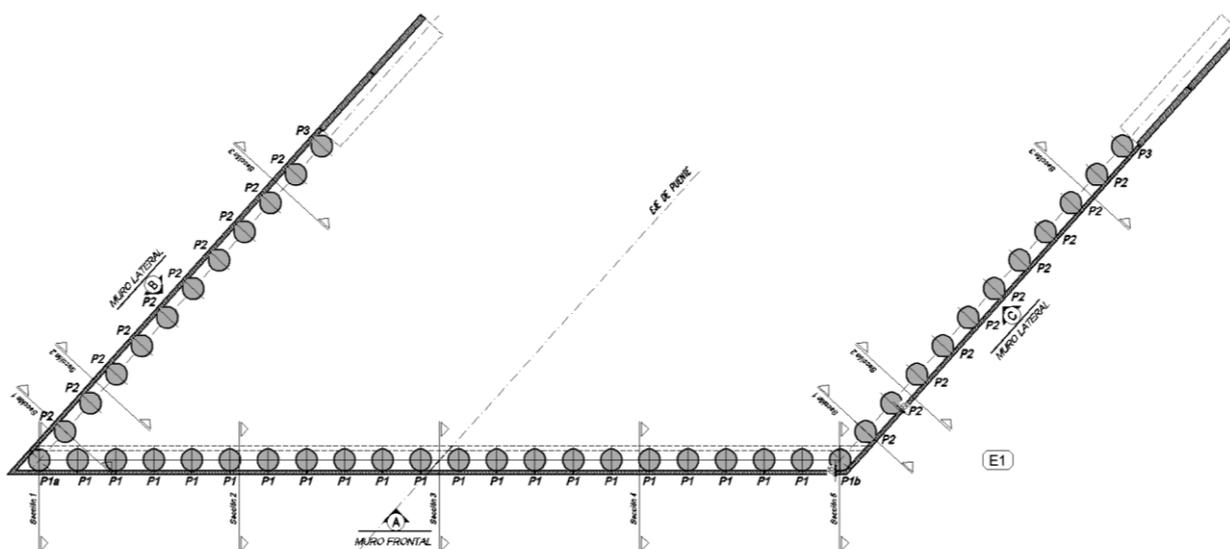
- Estribo E1:
  - Pilote P1
  - Pilote P2
  - Pilote P3
- Estribo E2:
  - Pilote P1
  - Pilote P2

#### Puente 5 – Avenida Fuerza Aérea:

- Estribo E1:
  - Pilote P1
  - Pilote P2
  - Pilote P3
- Estribo E2:
  - Pilote P1
  - Pilote P2
  - Pilote P3

## Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste

En la siguiente imagen, se exhibe una vista en planta del Estribo E1 del Puente 5, donde se puede apreciar la distribución de los distintos tipos de pilotes.



**Figura 6.1.** Distribución de Pilotes

A modo de ilustración, se muestran en la Tabla 5., los esfuerzos de los Pilotes Tipo 1, correspondientes al estribo E1 del Puente 5.

### **Combinaciones de carga (E.L.U)**

Esfuerzo	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10
$M_{u22}$ [tm] =	19,1	26,3	23,6	25,5	25,1	24,2	29,1	17,4	23,2	12,6
$M_{u33}$ [tm] =	234,2	291,1	306,2	273,1	295,8	225,9	265,1	259,4	202,3	213,2
$V_{u22}$ [t] =	46,6	52,7	54,0	53,1	44,0	43,8	47,2	46,0	35,4	36,4
$V_{u33}$ [t] =	6,6	9,1	8,1	8,8	8,7	8,4	10,1	6,0	8,0	4,4
$P_u$ [t] =	111,6	129,2	129,2	129,2	106,1	106,1	100,8	95,6	71,7	71,7

**Tabla 5.** Solicitaciones en Pilotes P1 – Estribo E1 – Puente 5.

En la tabla anterior,  $M_{22}$  y  $M_{33}$  corresponden a los momentos flectores laterales (alrededor del eje 2-2 de la sección) y verticales (alrededor del eje 3-3 de la sección), respectivamente;  $Q_{22}$  y  $Q_{33}$  son los esfuerzos de corte en la dirección de los ejes 2-2 y 3-3, respectivamente y P corresponde al esfuerzo axial solicitante. Cabe recordar que, como se explicó en el Capítulo 5, los esfuerzos obtenidos de modelo numérico ya

corresponden a solicitaciones obtenidas a partir de las combinaciones descritas en el Capítulo 2.

### 6.2.2. Cálculo de Armadura Longitudinal

Para el cálculo de armaduras y la verificación de secciones de hormigón de columnas y pilotes de cada tipología de infraestructura, se realizó un dimensionado por verificación a flexo-compresión en Estados Límites Últimos (E.L.U).

A las anteriores solicitaciones se les adicionaron momentos que contemplan excentricidades como consecuencia inherente al proceso constructivo.

Para el caso de las columnas, se contempló la posibilidad de producirse el fenómeno de inestabilidad del equilibrio o pandeo. Se implementó el *Método de Momentos Amplificados*, un procedimiento simplificado para calcular, a partir de un análisis elástico de primer orden, las solicitaciones en columnas esbeltas teniendo en cuenta los efectos de segundo orden. Aplicando el método se llega a calcular un factor de amplificación de momentos  $\delta$ , en el que intervienen un coeficiente  $C_m$  que tiene en cuenta las condiciones de vínculo y el diagrama de momento solicitante, la carga normal mayorada  $P_u$ , la carga crítica de pandeo o de *Euler*  $P_c$  y el coeficiente de minoración de resistencia a pandeo  $\phi_c$ , según la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_c P_c}} \geq 1$$

Donde

$$P_c = EI \frac{\pi^2}{(k \cdot l)^2}$$

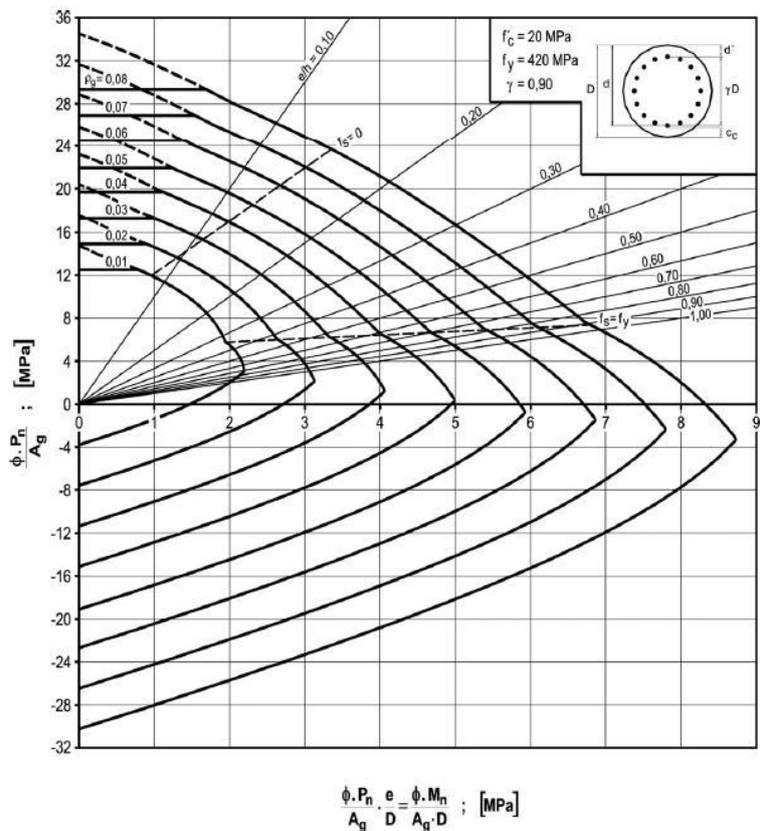
Siendo (E.I) la rigidez efectiva de la columna de hormigón armado y (k.l) la longitud efectiva a pandeo. La utilización de la rigidez efectiva se debe a que las columnas de hormigón armado no se comportan como un material homogéneo, sino que mientras el acero se comporta básicamente como elástico, el hormigón está sometido a flujo plástico y a fisuración cuando se tracciona el lado convexo de la columna. Para la determinación de esta rigidez efectiva, se adopta la siguiente expresión empírica:

$$EI = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

Siendo  $E_c$  el módulo de elasticidad del hormigón,  $I_g$  el momento de inercia de la sección bruta de hormigón y  $\beta_d$  la relación entre la máxima carga axial mayorada de larga duración y la máxima carga axial mayorada total. Este último coeficiente incorpora implícitamente los efectos de la fluencia lenta y los aumentos significativos de las deformaciones elásticas instantáneas.

Cabe destacar que el anterior procedimiento se realizó para las dos direcciones. Para la dirección transversal se asimiló el comportamiento como el de un pórtico de hormigón armado, mientras que para la dirección longitudinal se tomó, en forma conservadora, el comportamiento de una ménsula.

Finalmente, para el cálculo de las armaduras se emplearon los **diagramas de interacción de resistencia**, que definen la carga y el momento de falla para una determinada sección de hormigón armado en el intervalo completo de excentricidades. Dicho diagrama se exhibe en la Figura 6.2.



**Figura 6.2.** Ábaco de Interacción de Secciones Circulares

Ingresando en ordenadas con la relación entre la carga mayorada y el área de la sección y en abscisas con la relación entre el momento mayorado - obtenido según las consideraciones anteriores - y el producto del área y el diámetro de la columna, se obtiene la cuantía necesaria para cada combinación.

### 6.2.3. Cálculo de Armadura Transversal

El esfuerzo cortante en elementos de hormigón armado, es tomado por una combinación de efectos, por un lado, se toma el corte resistido por el hormigón y por el otro se dimensiona una armadura de alma capaz de resistir las diferencias entre el primero y el esfuerzo de corte último solicitante.

Se plantea entonces la siguiente ecuación, donde  $V_u$  = esfuerzo de corte último solicitante,  $V_c$  = esfuerzo de corte tomado por el hormigón solamente,  $V_s$  = esfuerzo de corte tomado por la armadura de alma y  $\phi = 0.75$  coeficiente de minoración de resistencia en estructuras que fallan al corte.

$$V_u = \phi \cdot (V_c + V_s) \text{ (Ec. 4.15)}$$

Para la determinación de la armadura de corte, se consideró para la zona a confinar que el corte lo toman en su totalidad los estribos; mientras que en la zona convencional se consideró una contribución del hormigón según lineamientos del CIRSOC 201. La armadura de corte dispuesta debe ser mayor al valor mínimo estipulado en dicho reglamento.

### 6.2.4. Secciones y Armaduras Adoptadas

En las imágenes 6.3., 6.4. y 6.5. se pueden apreciar las dimensiones y armaduras adoptadas para los tres tipos de pilotes propuestos.

# Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste

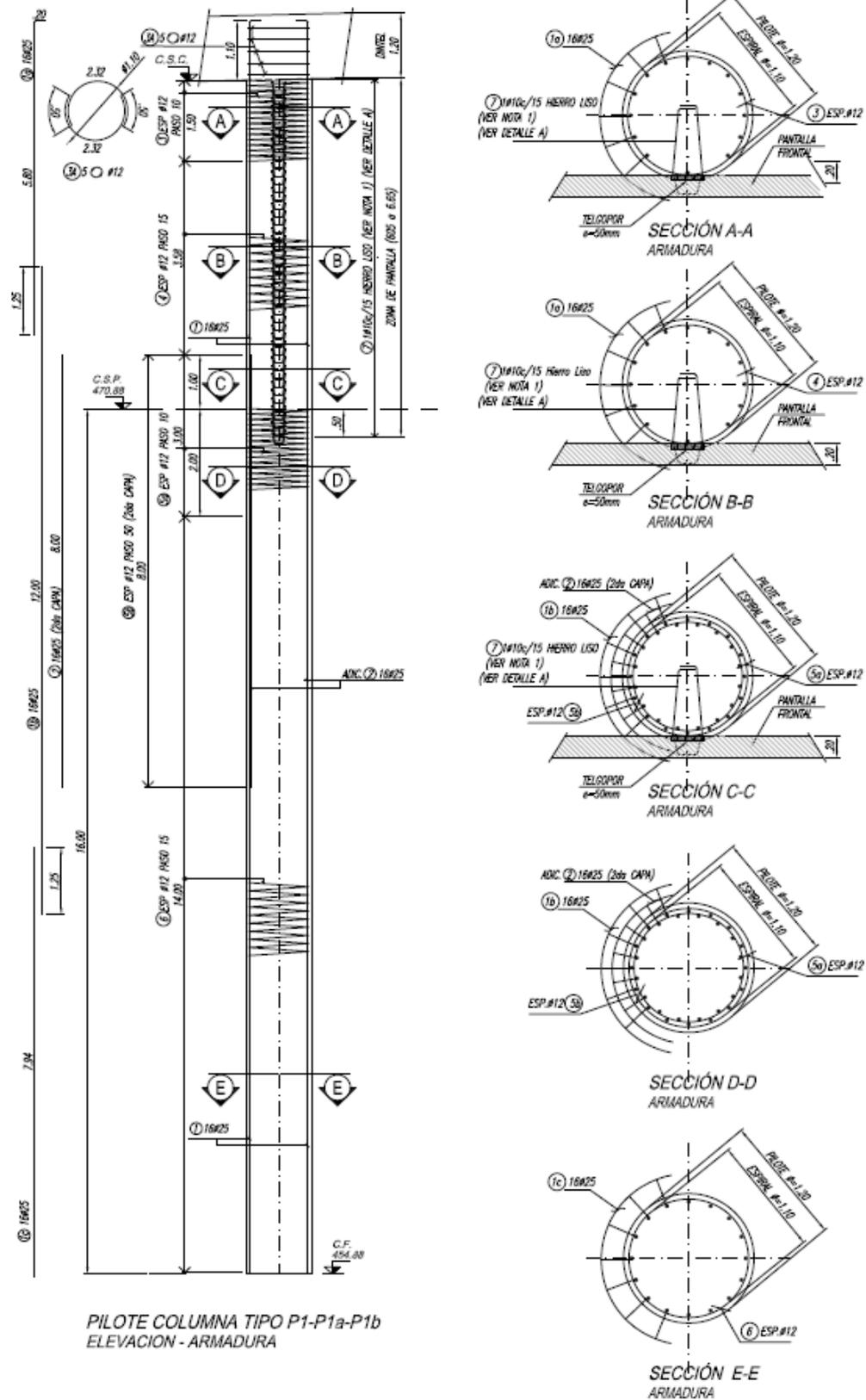


Figura 6.3. Pilote Tipo P1

# Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste

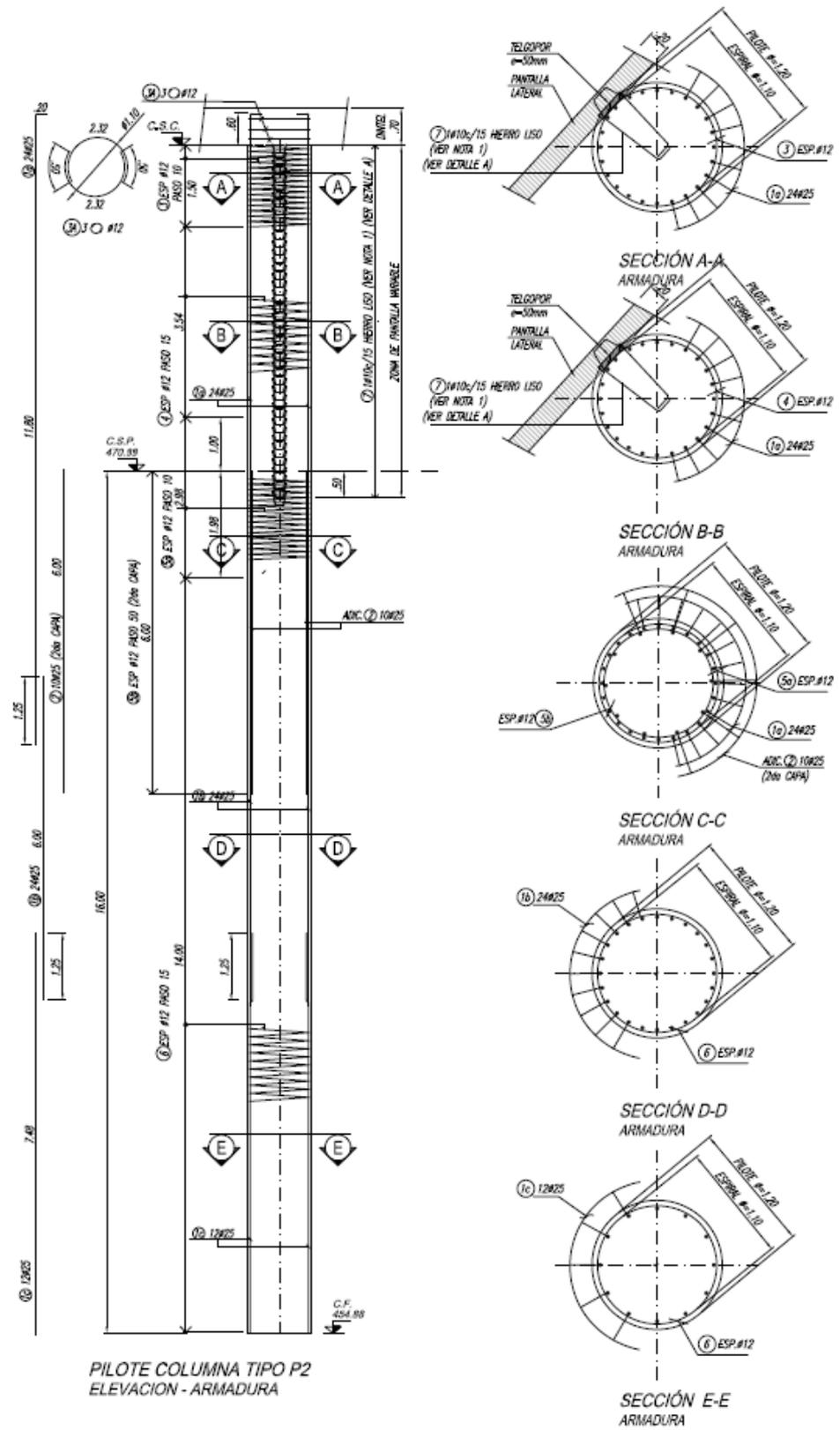


Figura 6.4. Pilote Tipo P2

# Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste

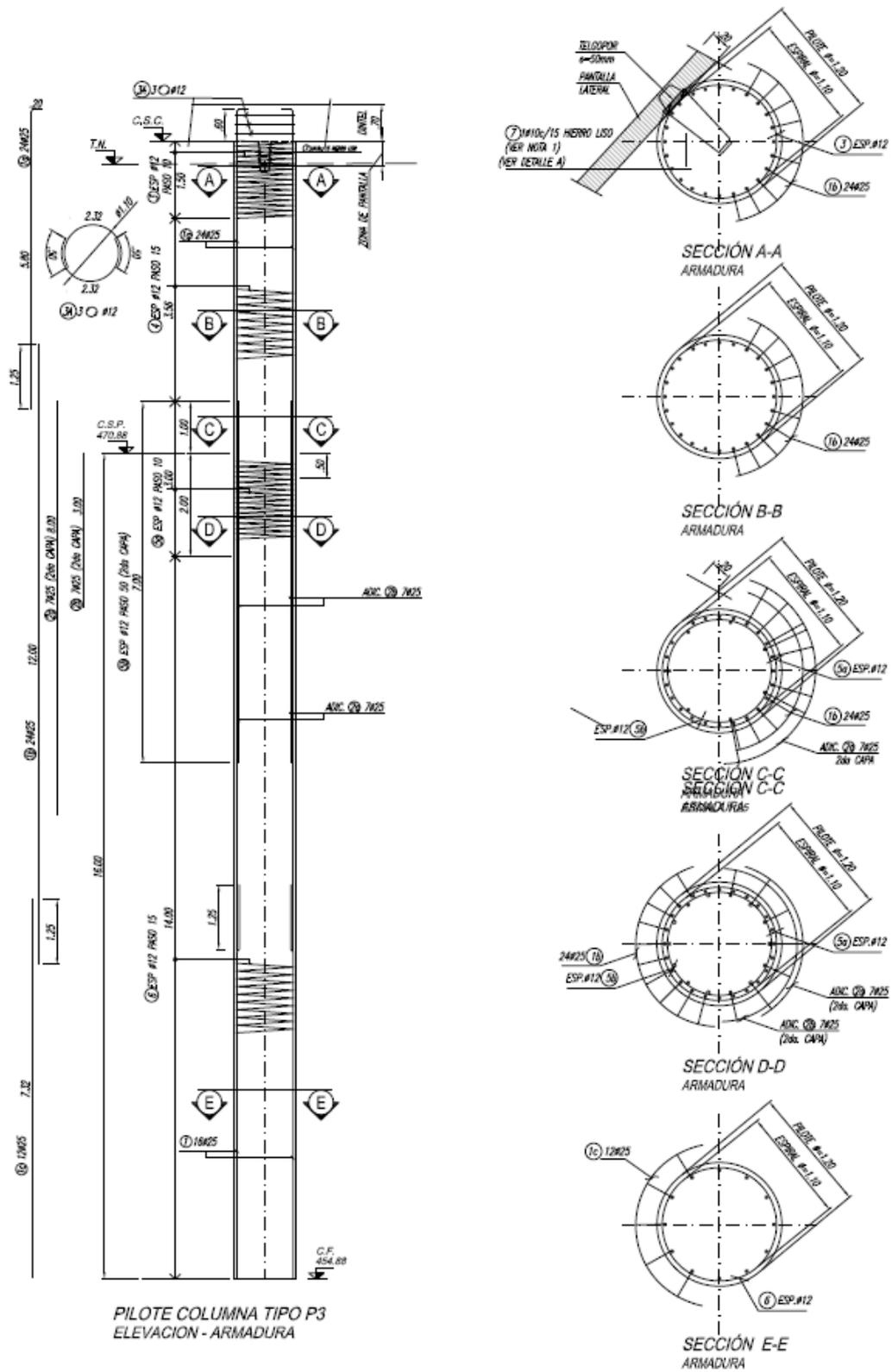


Figura 6.5. Pilote Tipo P3

## 6.2. Dimensionado de viga dintel

### 6.2.1. Solicitaciones

Al igual que es caso anterior, se obtienen del modelo numérico las solicitaciones mayoradas de E.LU. Para el caso de la viga dintel, debido su importante longitud, principalmente en el puente 5, para evaluar los esfuerzos de corte y momento horizontal, se definieron cinco secciones críticas de modo de poder optimizar lo máximo posible las armaduras.

A continuación, se exhibe una imagen donde se puede apreciar un esquema de la viga dintel del estribo E1 del Puente 5, con sus respectivas secciones de cálculo.



**Figura 6.6.** Secciones de Cálculo - Viga Dintel

A modo de ilustración, se muestran en la Tabla 6., los esfuerzos de la viga dintel del Estribo E1 del Puente 5 obtenidos del modelo numérico.

## Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste

Esfuerzo	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10
$M_{u33 \text{ sup}} \text{ [tm]} =$	91,7	114,0	110,2	112,8	101,3	99,2	114,5	89,1	88,9	68,5
$M_{u33 \text{ inf}} \text{ [tm]} =$	58,0	80,4	77,9	79,7	72,8	70,1	88,9	59,1	71,5	46,1
$V_{u \text{ biela}} \text{ [t]} =$	96,9	129,4	125,6	128,2	105,9	104,6	107,1	84,9	79,4	63,2

Secciones	Mu22 [tm]									
	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10
S1	799,2	796,8	808,9	800,5	727,4	723,8	836,2	815,2	648,6	647,0
S2	202,1	272,5	294,4	279,3	196,9	195,1	228,2	237,6	171,4	199,8
S3	421,7	501,4	527,7	509,5	400,5	397,5	462,0	463,8	352,3	380,0
S4	237,5	328,0	349,1	334,5	242,2	239,0	280,2	274,5	211,8	228,9
S5	631,1	603,9	623,5	610,0	547,0	547,0	628,3	651,4	485,1	521,0

*Redistribución de Momentos :*

$$K3 = 0,15$$

$$K1 = 0,30$$

Secciones	Mu22 [tm] - Redistribuido									
	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10
S1	559,5	557,8	566,2	560,4	509,2	506,7	585,3	570,6	454,0	452,9
S2	405,6	474,4	499,8	482,3	381,0	378,5	439,9	445,5	335,6	364,9
S3	588,9	666,2	695,7	675,3	550,6	547,1	634,6	634,9	485,9	516,1
S4	368,4	455,7	479,9	463,2	358,3	354,8	413,6	408,9	315,0	336,0
S5	536,5	513,3	530,0	518,5	464,9	465,0	534,1	553,7	412,3	442,9

Secciones	Corte Horizontal - Vuh [tm]									
	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10
Sección 1	184,6	203,0	211,5	205,6	171,7	170,5	199,7	199,0	154,0	161,5
Sección 2	89,9	94,6	96,6	95,2	82,6	82,3	93,7	92,1	71,9	73,3
Sección 3	1,0	0,5	0,0	0,0	0,2	0,1	0,9	1,9	0,9	1,8
Sección 4	65,8	67,1	69,9	68,0	56,6	58,5	67,3	69,1	51,8	55,7
Sección 5	132,9	149,0	157,9	151,8	123,0	122,0	144,6	147,6	111,5	121,3

**Tabla 6.** Combinaciones de carga Estado Límite Servicio

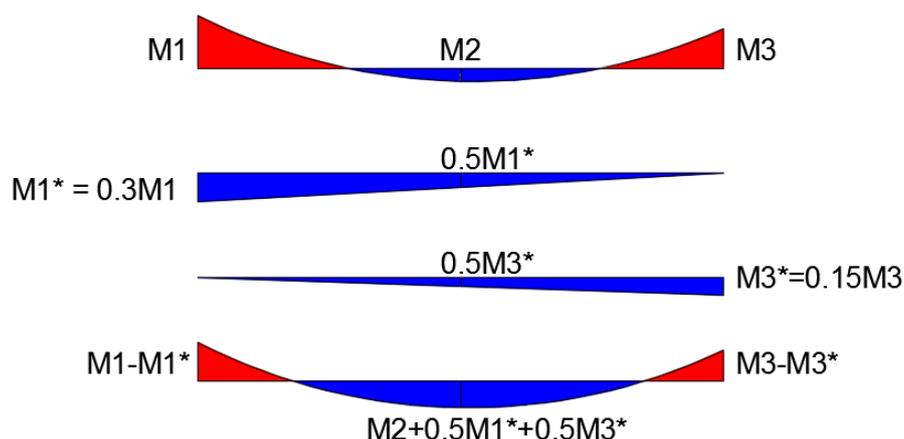
### 6.2.2. Cálculo de Armadura Longitudinal

Esta tipología de estribos, presenta una particularidad respecto a las solicitaciones de la viga dintel, contrariamente a lo que por lo general sucede, los esfuerzos laterales son mayores a los verticales. Esto se da, debido a la proximidad de los pilotes-columnas, los

cuales se encuentran a una distancia de dos metros entre ejes, definen una luz de cálculo menor respecto a dinteles convencionales, disminuyendo los esfuerzos de flexión vertical considerablemente respecto a la flexión horizontal.

Los momentos últimos  $M_{u33}$  superiores se han ajustado considerando la flexión que ocurriría en el diámetro de la columna. Para ello, en forma simplificada, se transformó la compresión que llega a la columna en una carga uniformemente distribuida en el diámetro de la misma. Realizando un análisis estático se llegó a determinar la reducción de momento para finalmente ajustar el valor del momento vertical superior.

Como se mencionó anteriormente, el esfuerzo de flexión horizontal es ampliamente mayor a la flexión vertical en la viga, analizando las solicitaciones obtenidas del modelo numérico (Tabla 6), se pueden apreciar que los mayores momentos horizontales se dan en los extremos de la viga, donde se encuentran los nudos que vinculan al dintel con las riostras laterales, y el momento del tramo es del orden de la mitad respecto al momento en el extremo. Por este motivo, se decidió realizar una redistribución de esfuerzos a lo largo de la viga a partir de la “relajación” de un 15% a 30% del esfuerzo en el extremo y una “recarga” del mismo orden en el momento de tramo. En la figura 6.7. se puede apreciar esquemáticamente cómo se realizó la redistribución.



**Figura 6.7.** Redistribución de Momentos

## Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste

Las armaduras longitudinales superior inferior y laterales fueron obtenidas por flexión simple, corroborando cumplir con los requisitos de cuantías mínimas propuestas por el reglamento. Se adoptó una armadura que va de extremo a extremo de la viga, más refuerzos en las zonas de máximos momentos. A continuación, se muestra la fórmula utilizada para el cálculo de la armadura necesaria en cada sección.

$$A_s = \frac{M_u}{K_z.d.f_y.\phi}$$

Siguiendo los lineamientos del CIRSOC 201 se verifica que la cuantía en cada cara sea superior a la mínima establecida en el reglamento, dada por la siguiente expresión:

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} b_w d \geq \frac{1.4 b_w d}{f_y}$$

### 6.2.3. Cálculo de Armadura Transversal

Para el caso del corte vertical, se consideró únicamente la transferencia de corte por acción de biela en cercanías de los apoyos en las columnas. Se verificaron dichas bielas a compresión (proyectando el esfuerzo de corte), considerando la resistencia de la misma según se vio en la sección anterior.

Por otra parte, el esfuerzo de corte horizontal, de igual manera que lo que ocurre con los momentos, es considerablemente mayor al corte vertical. Por lo que se debió disponer de una armadura de estribos cerrados que tomen el esfuerzo de corte en esta dirección. Estos fueron calculados en cada una de las secciones mencionadas anteriormente, densificando la cantidad o variando los diámetros de la armadura según sea necesario.

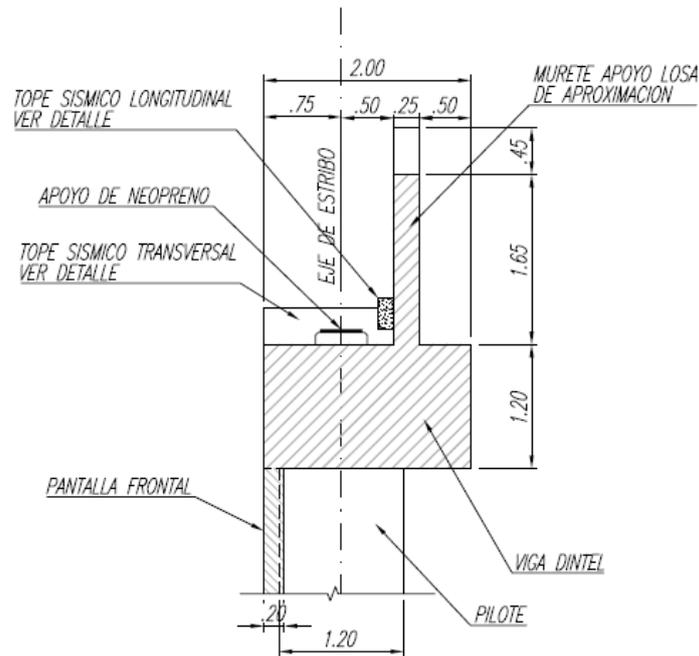
Para el cálculo de la armadura necesarios se aplicaron las mismas formulas aplicadas en la sección anterior.

## Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste

Por otra parte, se realizó una verificación a corte por torsión en la viga, aplicando el reglamento CIRSOC 201. Esto obligó a reforzar aún más la armadura transversal. Para ello, se aplicó la siguiente ecuación.

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c}\right)$$

### 6.2.4. Secciones y Armaduras Adoptadas



**Figura 6.8.** Sección Transversal Viga Dintel

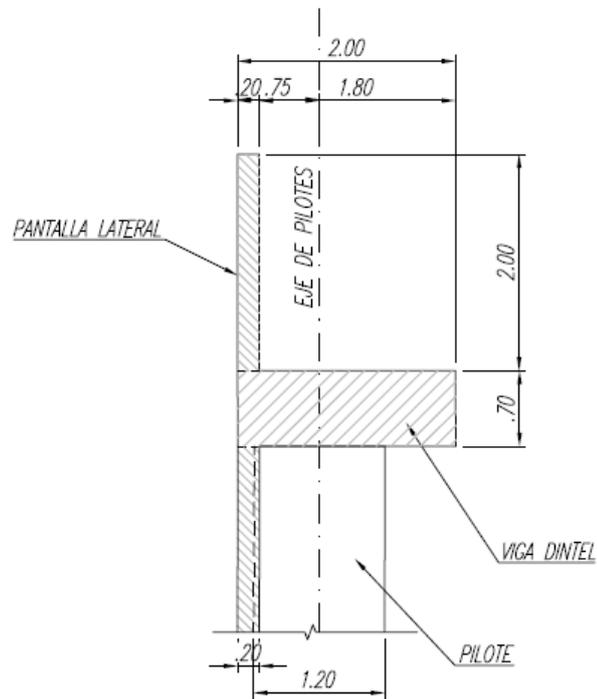


Figura 6.9. Sección Transversal Viga Riostra Lateral

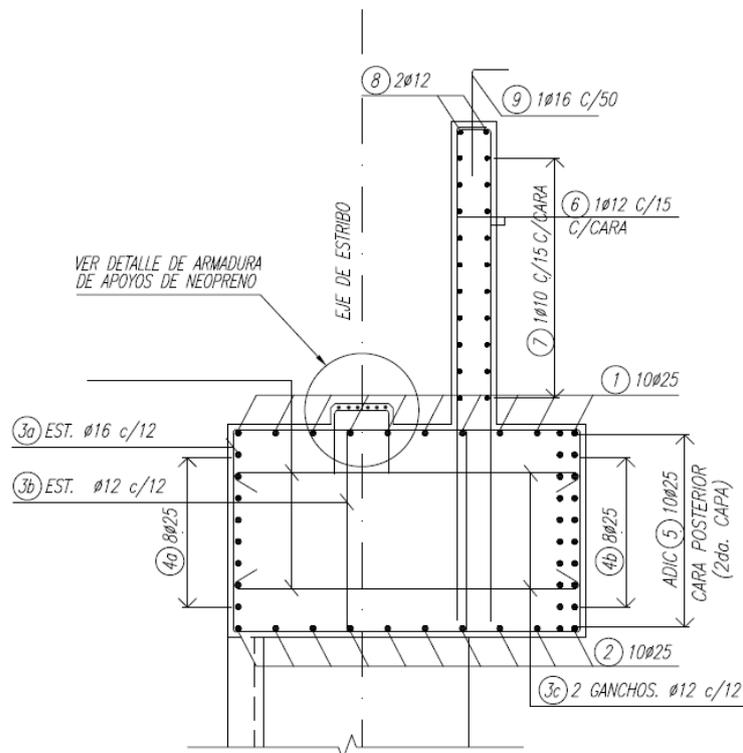


Figura 6.10. Armadura Viga Dintel

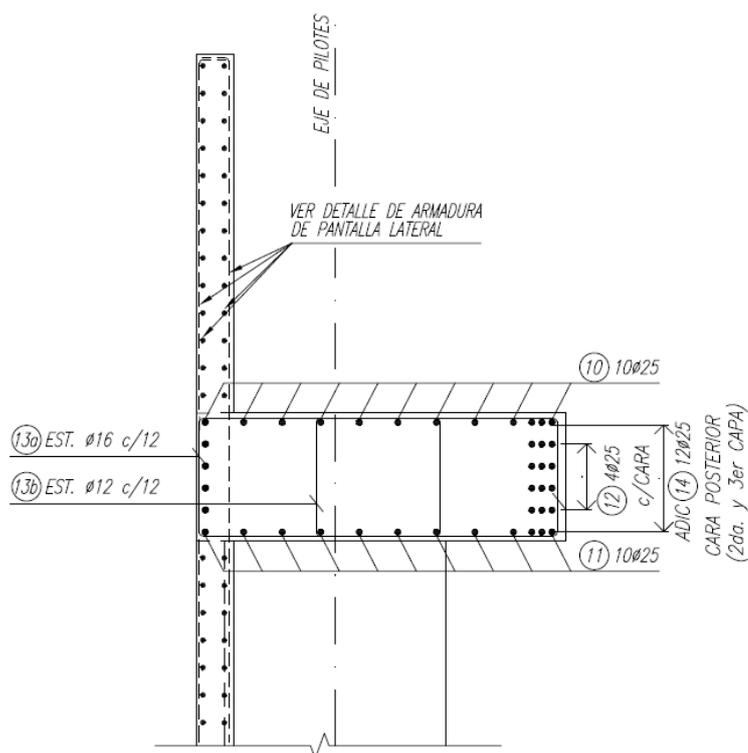


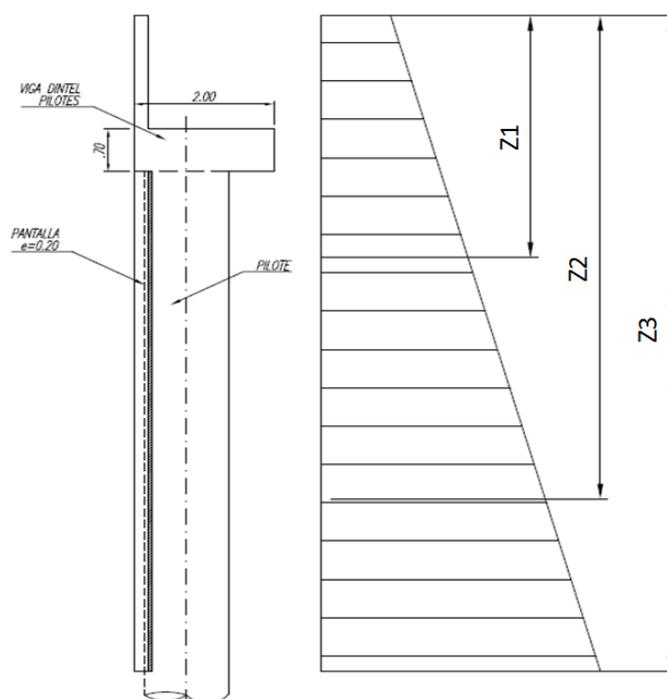
Figura 6.11. Armadura Viga Riostra Lateral

### 6.3. Calculo de Pantalla de Hormigón Armado

#### 6.3.1. Solicitaciones

Para el caso de la pantalla, no se utilizó el modelo numérico descrito en el Capítulo 5, en el mismo no se tuvo la pantalla en la modelación. Esto se debe a que, como se explicó anteriormente, se considera para el diseño de los pilotes-columnas que estos toman la totalidad del empuje de suelo debido al efecto arco que se produce entre ellos a causa de la separación de los mismos. No obstante, la pantalla se verifica como una para soportar el empuje de suelo en toda su altura, y a una separación igual a la distancia entre ejes de pilotes. Este es el único esfuerzo que solicita a este elemento, por lo que se lo calculo estáticamente, en la Figura 6.7. se puede apreciar un esquema de cómo se obtuvieron las solicitaciones.

## Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste



**Figura 6.12. Empuje en Pantalla**

A continuación, se puede ver en la Tabla 7. las solicitaciones obtenidas.

	<b>z1</b>	<b>z2</b>	<b>z3</b>
Prof. respecto coronamiento, $z$ [m] =	4,00	8,00	9,28
Empuje Activo [t/m <sup>2</sup> ] =	1,97	3,93	4,56
Empuje por Sob. Móvil [t/m <sup>2</sup> ] =	0,49	0,49	0,49
Carga Distribuida pantalla, $q$ [t/m] =	2,46	4,42	5,05
Coeficiente de mayoración carga, $\gamma H$	1,40	1,40	1,40
Momento Último Tramo, $M_{ut}$ [tm] =	0,57	1,03	1,18
Momento Último Apoyo, $M_{ua}$ [tm] =	1,15	2,06	2,36
Reacción última en apoyo, $R_{ua}$ [t]	3,44	6,19	7,08
Distancia al corte de diseño, $d$ [m] =	0,45	0,45	0,45
Corte máximo diseño, $V_{u\max}$ [t] =	1,89	3,41	3,89
Factor de minoración de resist. $\phi$ =	0,90	0,90	0,90
<b>Redistribucion de Momentos:</b>			
Coeficiente de redistribución, $R$ =	30%	30%	30%
Momento Último Tramo Red., $M_{utr}$ [tm] =	0,92	1,65	1,89
Momento Último Apoyo Red., $M_{uar}$ [tm] =	0,80	1,45	1,65
Momento Último de Diseño [tm] =	0,92	1,65	1,89

**Tabla 7. Solicitaciones en la Pantalla**

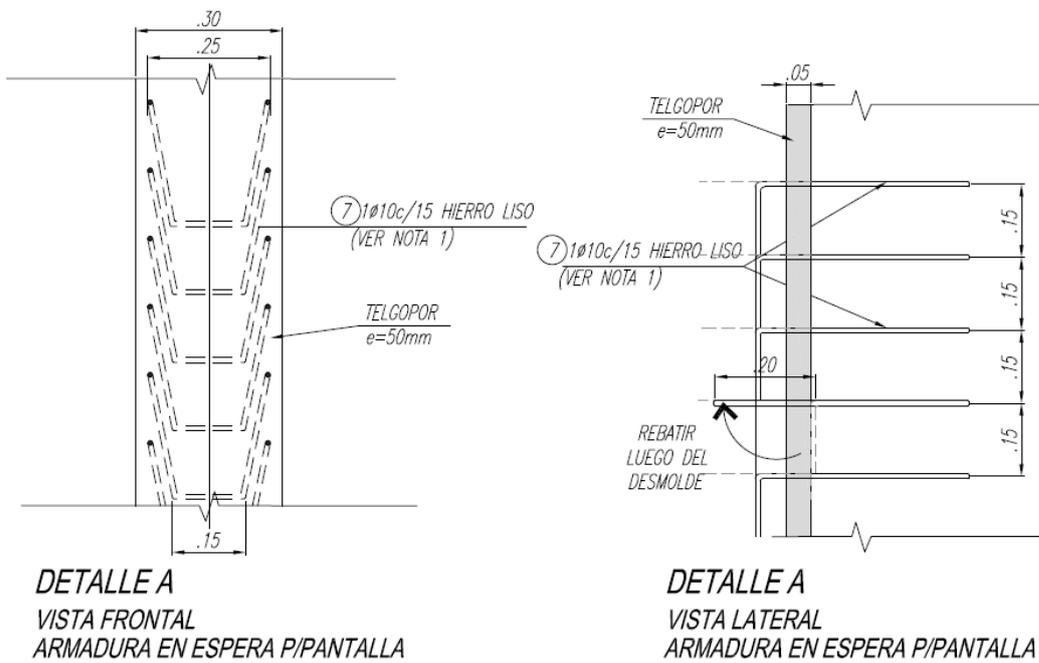
### 6.3.2. Cálculo de Armaduras

Las armaduras se calcularon como si fuera una losa con empotrada en dos de sus bordes verticales, como luz de cálculo se tomó la distancia entre ejes de columnas de modo que trabaje en sentido horizontal. Esta armadura horizontal se calculó por flexión simple, se realizó una redistribución del 30% de los momentos de empotramiento recargando el momento del tramo. Se analizaron esfuerzos a distintas profundidades y en función de estas solicitaciones se fueron aumentando las armaduras según lo necesario.

Como armadura vertical se tomó una armadura mínima de repartición según lo indicado en el reglamento CIRSOC 201. No fue necesario la inclusión de armadura de corte, debido a que la sección de hormigón verificaba ante los esfuerzos solicitantes en la pantalla.

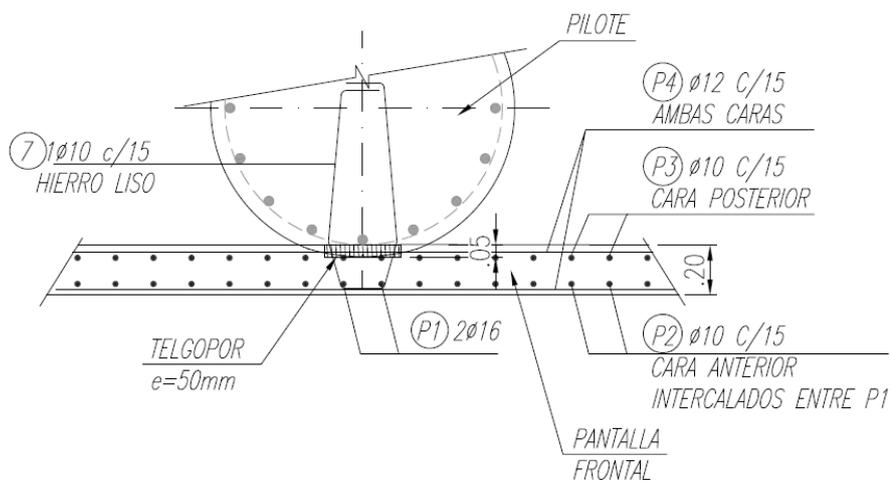
### 6.3.3. Cálculo de Conectores

Estos elementos cumplen la función de vincular a la pantalla con las columnas, están materializados por barras que son incluidas dentro de la armadura de los pilotes-columnas, y son plegadas con una placa de polietileno expandido, de modo de que una parte quede empotrada dentro de la columna al momento del hormigonado, y la otra pueda luego ser rebatida e incluida en la armadura de la pantalla. En la Figura 6.10 se pueden apreciar las posiciones iniciales y finales de los conectores



**Figura 6.13. Conectores**

Estos conectores son verificados a tracción, esfuerzo necesario para mantener unida la pantalla y la columna, proveniente del empuje realizado sobre la pantalla y la reacción de las columnas. En la Figura 6.11. se puede ver un detalle de la unión entre la pantalla y las columnas por medio de los conectores.



**Figura 6.14. Unión Pantalla Columna**

#### **6.3.4. Secciones y Armaduras Adoptadas**

En las imágenes mostradas a continuación se pueden observar las armaduras dispuestas en las pantallas y las dimensiones adoptadas para las mismas.



# Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste

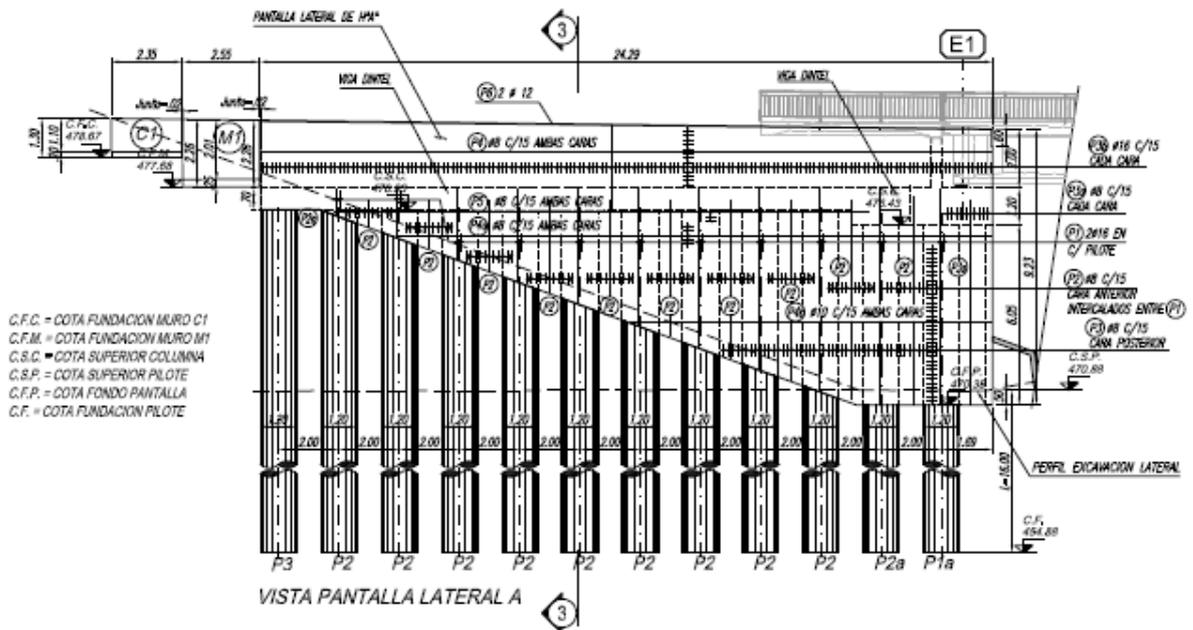


Figura 6.16. Armadura de Pantalla Lateral Izquierda

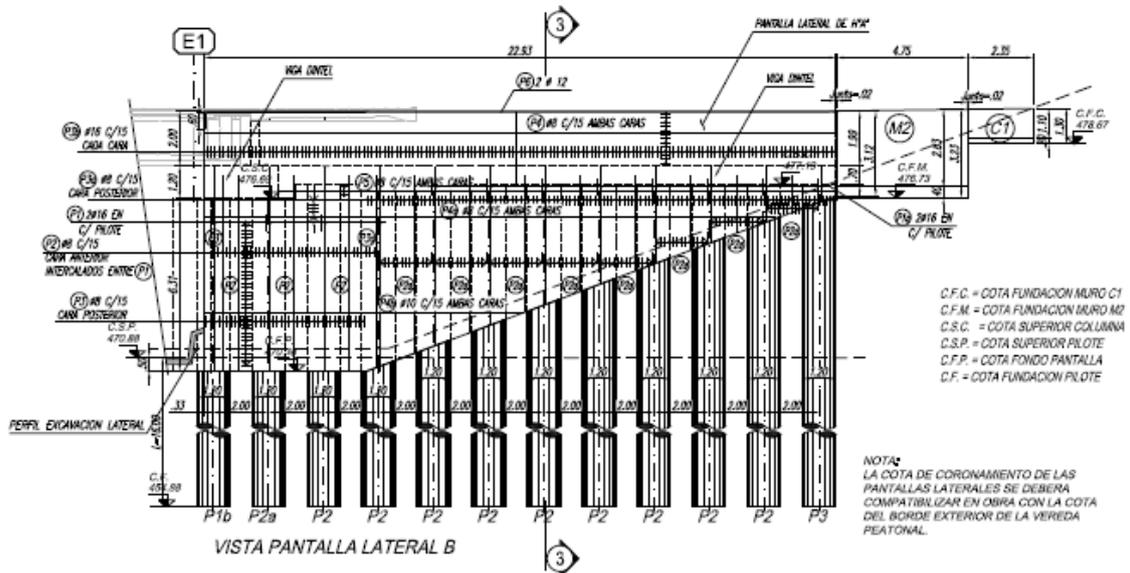


Figura 6.17. Armadura de Pantalla Lateral Derecha

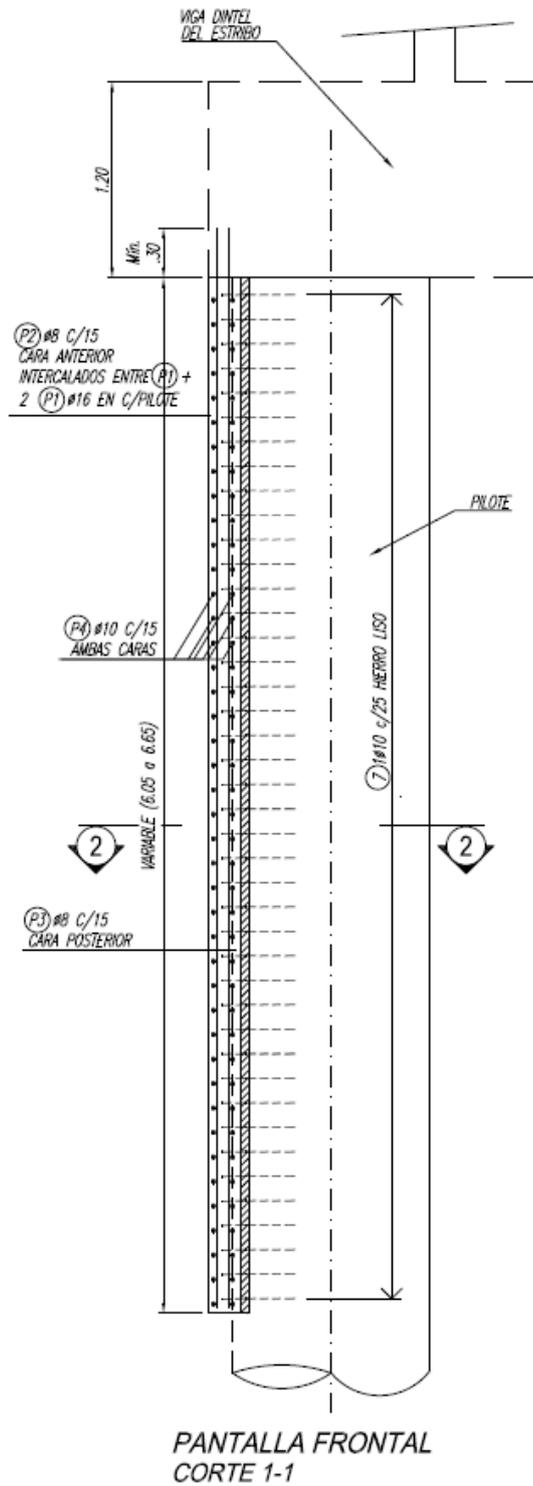


Figura 6.18. Sección Transversal Pantalla Frontal

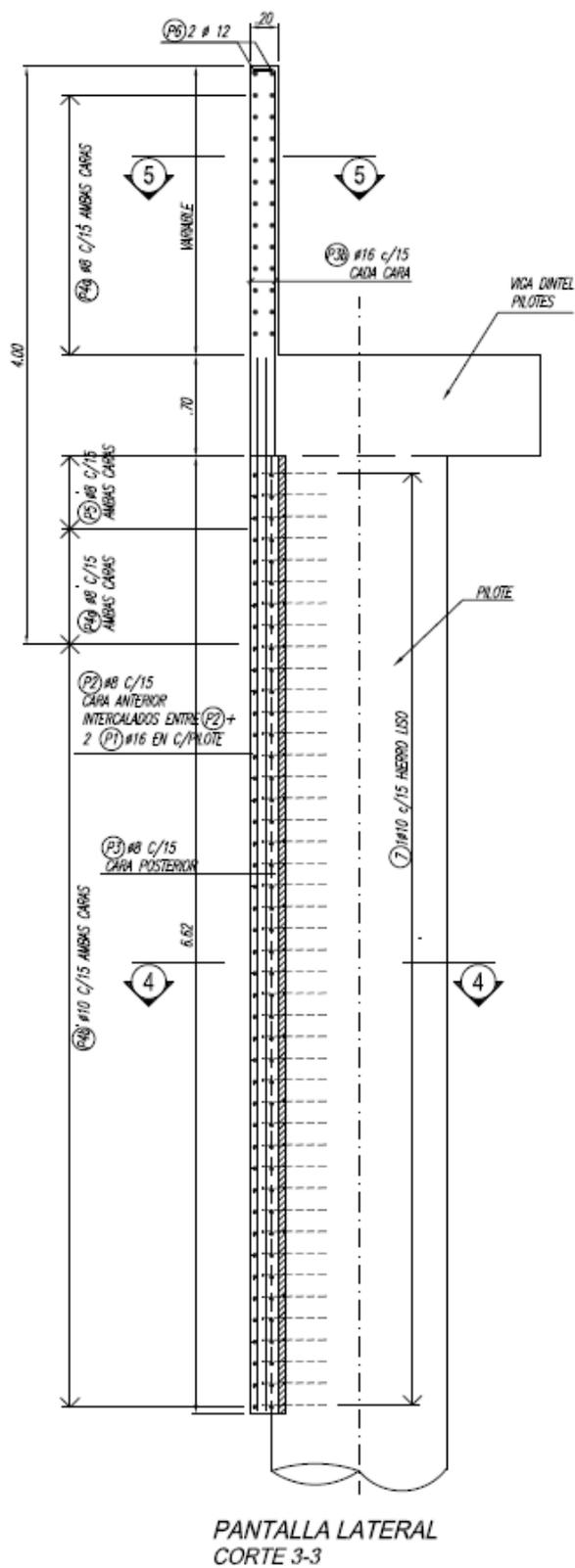


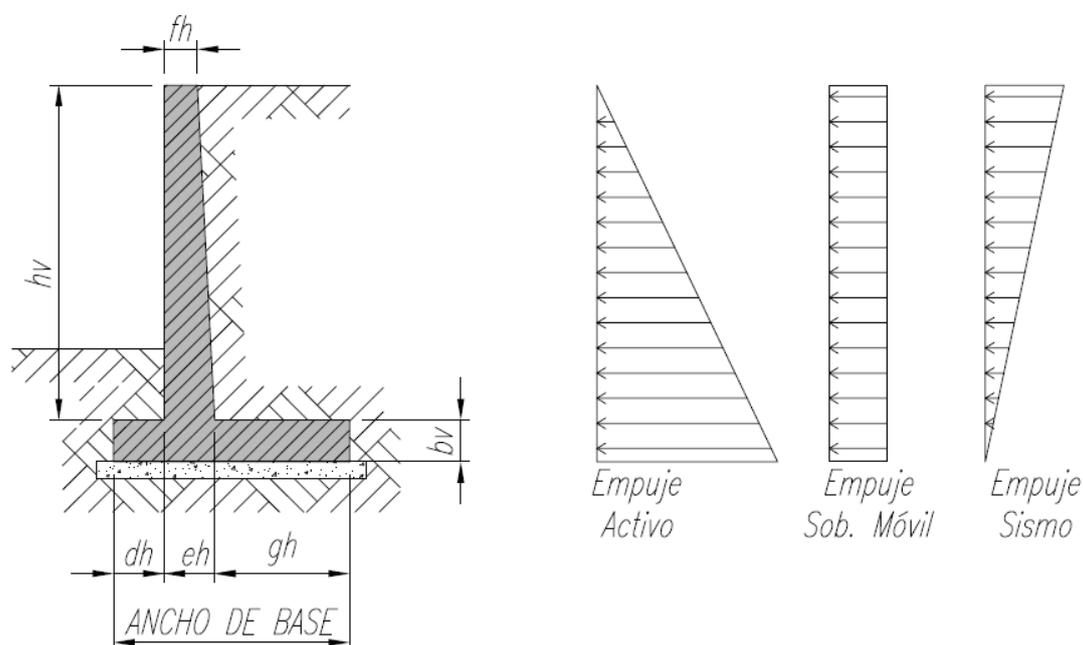
Figura 6.19. Sección Transversal Pantallas Laterales

## 6.4. Calculo de Muro en Voladizo

### 6.4.1. Solicitaciones

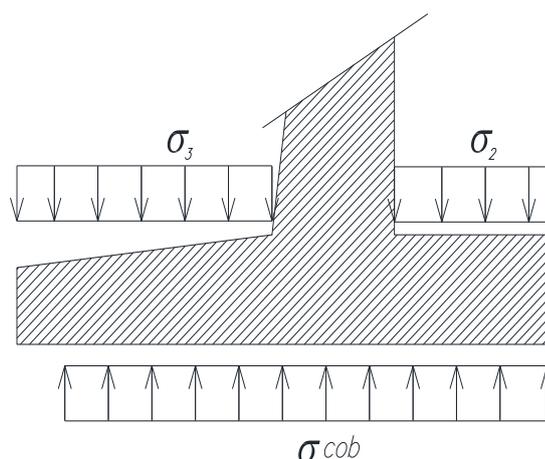
Como se explicó anteriormente en el Capítulo 3, este tipo de muros fue utilizado en los extremos de las pantallas donde la diferencia de cota entre el fondo de la excavación y el nivel original del terreno es menor a cuatro metros, aquí ya no se justificaba prolongar la pantalla de pilotes debido a que las cargas por empuje son mucho menores. Se calcularon dos tipos de muros para dos rangos de solicitaciones respectivamente. Uno para las zonas en donde la altura va de dos a cuatro metros (Muro M1), y otro donde va de cero a dos metros (Muro M2).

Las solicitaciones fueron calculadas estáticamente, no fue necesaria la utilización del modelo numérico. En la Figura 6.14. se puede apreciar las cargas consideradas para el dimensionado del muro



**Figura 6.20.** Esquema de Empujes en Muro

Por otro lado, la base también se encuentra solicitada a flexión debido a la presión del suelo sobre los voladizos y a la reacción del suelo por debajo de la misma. En la Figura 6.15. se puede ver un esquema de las cargas recién mencionadas.



**Figura 6.21.** Solicitaciones en la Base del Muro

Donde  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$  representan la presión respecto al peso del suelo y las sobrecargas por encima de los voladizos y  $\sigma_{cob}$  es la presión de contacto cobaricéntrica entre la base del muro y el suelo de fundación.

#### 6.4.2. Cálculo de Armaduras

El cálculo y la verificación de las armaduras necesarias para resistir la flexión en la base del muro se realiza en estado límite último, es decir que se aplicará el coeficiente de seguridad global al momento flector solicitante.

La sección crítica para el cálculo de la armadura de flexión transversal en la base se corresponde con la sección crítica para la verificación al corte, por lo tanto se calcula el momento flector contenido en el plano perpendicular al eje longitudinal del muro originado por la tensión de trabajo  $\sigma^*$  calculada anteriormente. El modelo estático de cálculo corresponde al de una losa en voladizo empotrada en uno de sus bordes.

Se diseña la sección de hormigón con dimensión tal que pueda tomar el esfuerzo de corte sin la necesidad de armadura.

Por otra parte, se realiza una verificación de las tensiones de contacto en donde se debe comparar con las tensiones límites que indica el Reglamento CIRSOC 201 – edición 1982 para una losa sin armadura de corte adicional, que dependen del tipo de hormigón utilizado.

6.4.3. Secciones y Armaduras Adoptadas

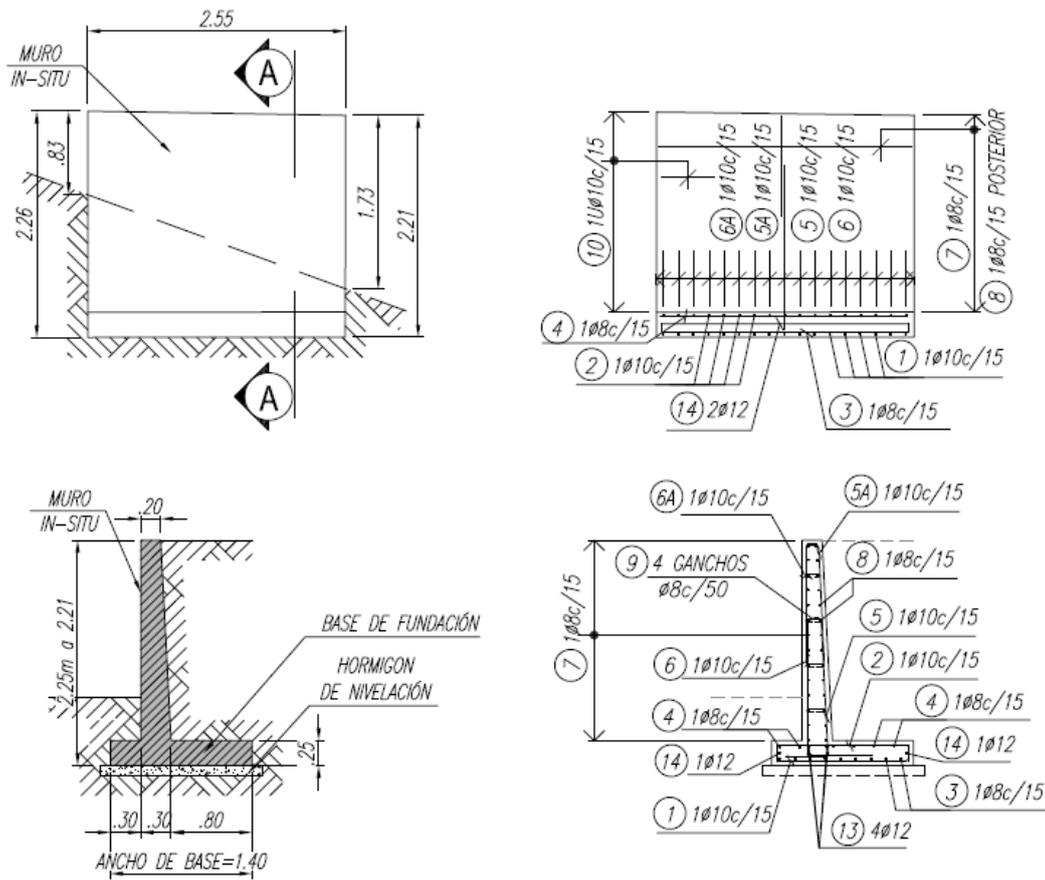


Figura 6.22. Muro M1



## CAPÍTULO 7

### ***Fotografías de la Obra***

En este capítulo, se exhiben fotografías tomadas en el momento de la construcción del estribo. Con esto se busca mostrar cómo fue llevado a cabo el proceso constructivo con imágenes tomadas en cada etapa del mismo.

El proceso de construcción de este tipo de estribos cerrados puede ser resumido en cuatro etapas, las cuales son ilustradas a continuación.

#### **7.1. Perforación Y Hormigonado de Pilotes-Columnas**

En la primera imagen se puede observar una perforación realizada a nivel del terreno natural con la armadura dispuesta del futuro pilote.



***Figura 7. 1. Pozo y Armadura de Pilotes - Columnas***

## Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste

En las siguientes imágenes (Figura 7.2. y 7.3.), podemos apreciar la armadura de uno de los pilotes columna antes de ser colocada en el pozo. Se pueden ver los conectores incluidos en la armadura del pilote, plegados con una placa de polietileno expandido de por medio, estos son doblados antes de introducir la armadura en el pozo y posteriormente son rebatidos y vincularse con la armadura de la pantalla.



**Figura 7. 2.** Armadura de Pilotes-Columnas



*Figura 7. 3. Detalle de Conectores*



*Figura 7. 4. Ubicación de Armaduras de Pilotes - Columnas*



**Figura 7. 5.** Hormigonado de Pilotes – Columnas

En la Figura 7.4. se ve un grupo de pilotes terminados, con armadura en espera para vincularse posteriormente con la viga dintel.



**Figura 7. 6.** Hormigonado de Pilotes Columnas

## **7.2. Excavación de Trincheras**

En estas imágenes podemos observar la etapa de apertura de trincheras, se puede apreciar cómo quedan al descubierto la parte superior de los pilotes que pasan a trabajar como columnas en voladizo. Por otra parte, se puede observar el suelo que queda retenido entre los pilotes por el efecto arco que se produce entre ellos.



*Figura 7. 7. Apertura de Trincheras*



*Figura 7. 8. Excavación Pantalla Lateral*



**Figura 7. 9.** *Excavación Pantalla Frontal*

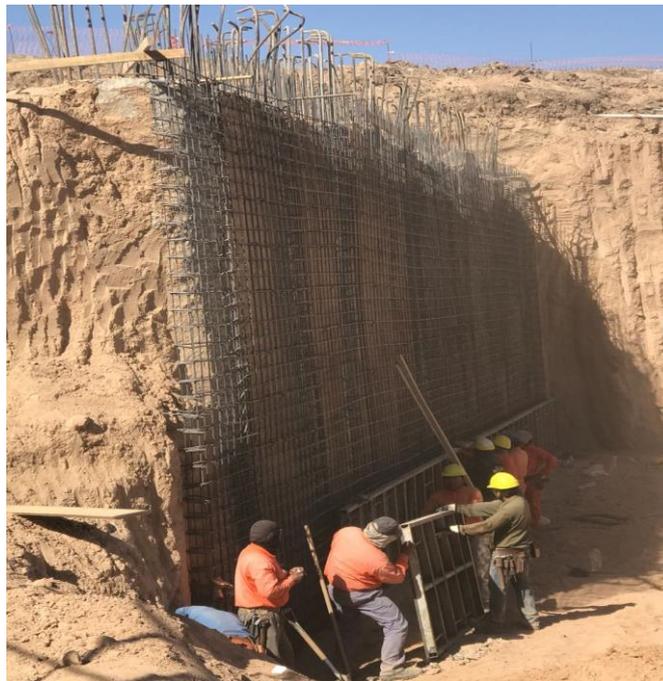
En la siguiente imagen, figura 7.9, se pueden observar los conectores rebatidos que quedan como armadura en espera para la futura pantalla de hormigón que cubre a los pilotes.



**Figura 7. 10.** *Detalle de Conectores en la Columna*

### 7.3. Armado y Hormigonado de Pantallas

En las siguientes imágenes, podemos apreciar cómo se arman las pantallas y como son encofradas para ser hormigonadas por etapas.



**Figura 7. 11.** Armadura de Pantalla Frontal



**Figura 7. 12.** Encofrado de Pantalla Frontal

## Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste



**Figura 7. 13.** Armadura y Encofrado de Pantalla Lateral

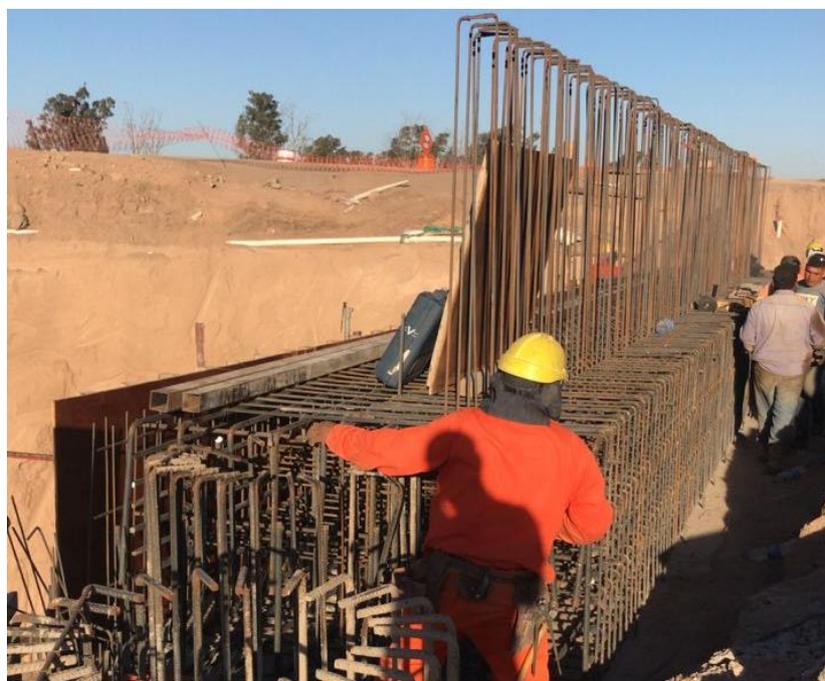


**Figura 7. 14.** Pantallas Terminadas

#### 7.4. Armado y Hormigonado de Viga Dintel y Vigas Riostras Laterales



**Figura 7. 15.** Armadura de Viga Riostra Lateral



**Figura 7. 16.** Armadura de Viga Dintel



*Figura 7. 17. Encofrado de Viga Riostra Lateral*

## CAPÍTULO 8

### ***Conclusiones***

En este capítulo, se exponen las conclusiones finales obtenidas a lo largo del desarrollo de todo el proceso que implica la práctica supervisada. En primera instancia se desarrollan conclusiones técnicas, en función del proyecto en sí, y de las tareas ejecutadas para llevarlo a cabo. Por otra parte, se exponen reflexiones finales referidas a los objetivos personales planteados al inicio del informe.

#### **8.1. Conclusiones Generales del Proyecto**

En lo que respecta a estribos cerrados utilizando pantallas de pilotes de hormigón armado, podemos decir que el proyecto ha sido abordado y llevado a cabo satisfactoriamente, brindando una solución apropiada para un obra de gran envergadura como es el cierre de la Avenida Circunvalación, en la ciudad de Córdoba. A continuación, se enuncian algunos de los puntos más relevantes en lo que respecta al diseño y cálculo de estribos cerrados con estas características.

En primer lugar, para poder evaluar la aplicación de esta tipología de estribos cerrados a los puentes en cuestión, fue fundamental el estudio y análisis de información antecedente, la cual estaba disponible en proyectos llevados a cabo anteriormente por el estudio, sumado a información obtenida de la bibliografía disponible.

Por otra parte, hay que destacar la importancia y la gran ayuda que representa la modelación numérica computacional, el software utilizado fue fundamental a la hora de la toma de decisiones. Se realizó un análisis minucioso de los resultados obtenidos, de modo de constatar que el modelo represente lo mejor posible a la realidad. Una vez obtenido el modelo, nos permitió estudiar el comportamiento de la estructura frente a distintos estados de carga, analizando los esfuerzos generados, de manera de poder

## Diseño y Cálculo Estructural de Estribos Cerrados para la Obra Cierre de Avenida Circunvalación Arco Sur Oeste

decidir respecto a la geometría general de la estructura y a las dimensiones particulares de los distintos elementos estructurales que la componen.

Con respecto al dimensionado de los elementos estructurales, podemos decir trata de una estructura de gran hiperestaticidad, con grandes esfuerzos que demandan mucha armadura. Un ejemplo de esto, es el momento lateral producido en el extremo de la viga dintel donde se une en un nudo rígido con una de las riostras laterales en un ángulo agudo debido al esviaje del puente. Por otra parte, los esfuerzos de torsión en la viga dintel aumentan el requerimiento de armadura transversal. Por lo que la redistribución de esfuerzos en las vigas fue fundamental para la optimización de armaduras. Así como también, la definición de diferentes tipos de pilotes-columnas en función de las solicitaciones requeridas. Durante todo el proceso fue imprescindible lograr una correcta interpretación y aplicación de los conceptos enunciados en el reglamento CIRSOC, además de complementarlo con Normas sobre aspectos no contemplados en los anteriores.

Desde un punto de vista constructivo, podemos mencionar algunas de las ventajas que la utilización de pantallas de pilotes ofrece. En primera instancia, permitir el inicio de las tareas a nivel del terreno natural, es decir, que no es necesaria la realización de grandes movimientos de suelo previos a la ejecución de la pantalla de pilotes. Además, debido a que todos los elementos estructurales que conforman el estribo son de hormigón armado fabricados in situ; lo cual facilita mucho la secuencia constructiva debido a que no se dependen de un tercero para la provisión de prefabricados. Por otra parte, en lo que al terraplén se refiere, este queda protegido por la pantalla de pilotes y la posterior pantalla de hormigón armado, evitando el deterioro del mismo.

## **8.2. Conclusiones Personales del Alumno**

En cuanto a lo personal, se expresa lo gratificante que fue poner en práctica los conocimientos adquiridos durante la formación académica en la facultad, poder aplicarlos a un caso real contando con el apoyo de profesionales altamente capacitados, quienes me brindaron toda su experiencia y apoyo para llevar a cabo las tareas.

Se reconoce la importancia del trabajo en equipo y la interacción con los compañeros para poder realizar proyectos de semejante envergadura. Otro aspecto fundamental, es la constante retroalimentación en función de las decisiones tomadas y los resultados obtenidos. Esto se ve reflejado en las innumerables modificaciones y readaptaciones realizadas a lo largo del proyecto, aplicando todas las herramientas disponibles y estudiando diversas alternativas de manera de obtener siempre una solución óptima.

En último lugar, esta experiencia ha superado ampliamente los objetivos propuestos al inicio de la práctica supervisada.