

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA  
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS FÍSICAS Y NATURALES



Informe Técnico Final de Práctica Supervisada

**Diseño de la infraestructura de puentes y viaducto de  
Nudo Vial “El Tropezón”**

Autor: Mauricio Destéfanis

Tutor Interno: Dr. Ing. Guillermo Gerbaudo

Tutor externo: MSc. Ing. Carlos Gerbaudo

Córdoba, Marzo de 2014

## AGRADECIMIENTOS

*A mis padres, Liliana y Enrique, pilares fundamentales en mi formación como persona y como profesional.*

*A mis hermanas, por su total apoyo y confianza.*

*A mis familiares, presentes física y/o espiritualmente, por el afecto que me han dado.*

*A mis amigos, por su compañía.*

*A mis compañeros de trabajo, por hacer realmente agradable mi inserción laboral. En especial, a Guillermo y a Carlos, por la oportunidad y dedicación que me otorgaron.*

## RESUMEN

El presente Informe Técnico describe las tareas realizadas por el autor en el transcurso de la Práctica Supervisada, asignatura perteneciente al plan de estudios de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Córdoba.

En particular, las actividades se encuadraron en la participación en el diseño de la infraestructura de los puentes y el viaducto del futuro Nudo Vial "El Tropezón", obra que forma parte del cierre del arco noroeste de la avenida de Circunvalación, perteneciente a la Red de Accesos a la ciudad de Córdoba (R.A.C).

El primer capítulo consta de todo lo concerniente a los aspectos introductorios, objetivos perseguidos y una descripción de la obra en cuestión.

En el segundo capítulo se detallan las bases de diseño, reglamentos y normativas de aplicación utilizados durante el proyecto y las características y designaciones de los distintos tipos de materiales empleados.

En el tercer capítulo se describen las características geotécnicas del suelo de emplazamiento de la obra, así como también las pruebas y ensayos realizados.

En el cuarto capítulo se expone el predimensionado y las distintas alternativas propuestas para la infraestructura de los puentes y el viaducto.

En el quinto y sexto capítulo se desarrollan los aspectos más relevantes que conciernen a la modelación numérica individual de pilas y estribos y a la modelación global de superestructura e infraestructura.

En el séptimo capítulo se explicitan las principales determinaciones y verificaciones que forman parte de la memoria de cálculo del proyecto.

Finalmente, en el octavo capítulo se realizan conclusiones y comentarios sobre las actividades realizadas.

## ÍNDICE

ÍNDICE .....	4
ÍNDICE DE FIGURAS .....	6
ÍNDICE DE TABLAS .....	8
<b>CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>10</b>
1.1. INTRODUCCIÓN .....	10
1.2. OBJETIVOS .....	10
1.3. DESCRIPCIÓN DE LA OBRA .....	11
1.4. CONTENIDOS .....	16
<b>CAPÍTULO 2: BASES DE DISEÑO Y REGLAMENTOS DE APLICACIÓN .....</b>	<b>18</b>
2.1. REGLAMENTOS Y NORMATIVA DE APLICACIÓN .....	18
2.2. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES .....	18
2.2.1. <i>Hormigones</i> .....	18
2.2.2. <i>Aceros</i> .....	19
2.2.3. <i>Apoyos y topes de neopreno</i> .....	20
2.3. CARGAS .....	20
2.3.1. <i>Estados 1 y 2. Peso propio de las vigas, losa de tablero y pila/estribo</i> .....	21
2.3.2. <i>Estado 3. Cargas permanentes</i> .....	21
2.3.3. <i>Estado 4. Sobrecargas móviles</i> .....	22
2.3.4. <i>Estado 5. Movimientos lentos</i> .....	23
2.3.5. <i>Estado 6. Frenado</i> .....	23
2.3.6. <i>Estados 7 y 8. Viento</i> .....	23
2.3.7. <i>Estados 9 y 10. Sismo</i> .....	24
2.4. COMBINACIONES DE CARGA Y VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL .....	25
<b>CAPÍTULO 3: ESTUDIO DE SUELOS .....</b>	<b>27</b>
3.1. DESCRIPCIÓN DE LOS ESTRATOS DE SUELO .....	27
3.2. RECOMENDACIONES Y PARÁMETROS GEOTÉCNICOS .....	31
3.3. METODOLOGÍA DE INYECCIONES Y PRUEBA DE CARGA .....	34
3.4. FUNDAMENTOS DE LA CELDA DE PRECARGA .....	36
3.5. DETALLES DEL ARMADO Y COLOCACIÓN DE LA CELDA DE PRECARGA .....	36

3.6.	CARACTERÍSTICAS DE LA INYECCIÓN.....	39
3.7.	PRUEBA DE CARGA ESTÁTICA .....	44
3.7.1.	<i>Componentes del sistema de ensayo</i> .....	45
3.7.2.	<i>Sistema de carga y mediciones</i> .....	50
3.7.3.	<i>Conclusiones de la prueba de carga</i> .....	51
<b>CAPÍTULO 4: PREDIMENSIONADO Y EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS .....</b>		<b>53</b>
4.1.	ALTERNATIVAS PARA LA FUNDACIÓN DE LOS ESTRIBOS DE LOS PUENTES DE CIRCUNVALACIÓN .....	53
4.2.	ALTERNATIVAS PARA LA FUNDACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA DEL VIADUCTO .....	60
4.3.	EVALUACIÓN DEL EFECTO DE GRUPO .....	62
<b>CAPÍTULO 5: MODELACIÓN INDIVIDUAL DE PILAS Y ESTRIBOS.....</b>		<b>66</b>
5.1.	GENERALIDADES.....	66
5.2.	MODELACIÓN GEOMÉTRICA .....	67
5.3.	CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES .....	68
5.4.	CARACTERÍSTICAS DE LAS SECCIONES .....	69
5.5.	INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.....	70
5.6.	INTRODUCCIÓN DE ACCIONES .....	71
5.7.	TIPOLOGÍAS FINALES DE PILAS Y ESTRIBOS .....	74
<b>CAPÍTULO 6: MODELACIÓN NUMÉRICA GLOBAL Y OBTENCIÓN DE COEFICIENTES DE INTERACCIÓN .....</b>		<b>78</b>
6.1.	OBJETO.....	78
6.2.	ACCIONES SÍSMICAS .....	79
6.3.	CONDICIONES DE BORDE .....	80
6.4.	RESULTADOS Y OBTENCIÓN DE COEFICIENTES DE INTERACCIÓN .....	85
<b>CAPÍTULO 7: DIMENSIONADO Y PRINCIPALES VERIFICACIONES .....</b>		<b>87</b>
7.1.	DIMENSIONADO DE COLUMNAS Y PILOTES .....	88
7.2.	DIMENSIONADO DE CABEZALES.....	92
7.3.	DIMENSIONADO DE VIGA DINTEL .....	95
<b>CAPÍTULO 8: CONCLUSIONES .....</b>		<b>97</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>		<b>99</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1. PLANTA DE FUTURO INTERCAMBIADOR "EL TROPEZÓN" .....	12
FIGURA 1.2. VISTA GENERAL DE FUTURO INTERCAMBIADOR "EL TROPEZÓN" .....	12
FIGURA 1.3. SECCIÓN TRANSVERSAL DE LOS TABLEROS DE LOS PUENTES DE CIRCUNVALACIÓN .....	15
FIGURA 1.4. SECCIÓN TRANSVERSAL DE LOS TABLEROS DE VIADUCTO.....	16
FIGURA 2.1. ESQUEMA DE APLANADORA A-30 .....	22
FIGURA 2.2. ACCIÓN DEL VIENTO EN PUENTE DESCARGADO .....	24
FIGURA 2.3. ACCIÓN DEL VIENTO EN PUENTE CARGADO .....	24
FIGURA 2.4. ESPECTROS SÍSMICOS PARA ZONA SÍSMICA I .....	25
FIGURA 3.1. UBICACIÓN EN PLANTA DE LOS SONDEOS DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA.....	27
FIGURA 3.2. PERFIL DE SUELOS EN ZONA DE VIADUCTO .....	30
FIGURA 3.3. PERFIL DE SUELOS EN ZONA DE LOS PUENTES .....	31
FIGURA 3.4. CORTE DEL SISTEMA CELDA DE PRECARGA .....	35
FIGURA 3.5. EVALUACIÓN DE SUELOS GRANULARES PARA CELDA DE PRECARGA .....	38
FIGURA 3.6. CURVAS GRANULOMÉTRICAS DEL SUELO EMPLEADO PARA CELDA DE PRECARGA .....	38
FIGURA 3.7. CELDA DE PRECARGA PARA PILOTE DE PRUEBA.....	39
FIGURA 3.8. PREPARACIÓN DE LA LECHADA CEMENTICIA Y SISTEMA DE BOMBEO. ....	39
FIGURA 3.9. SISTEMA CLÁSICO DE TUBOS A MANGUITO (TAM).....	41
FIGURA 3.10. PENETRACIÓN DE LA INYECCIÓN EN LOS ÁRIDOS DE LA CELDA DE PRECARGA.....	41
FIGURA 3.11. LOCALIZACIÓN DE LA ZONA DE ENSAYO EN LA OBRA.....	45
FIGURA 3.12. PLANTA DE ENSAYO DE PRUEBA DE CARGA.....	46
FIGURA 3.13. CORTE EN PILOTE DE PRUEBA PE1 DEL ENSAYO.....	47
FIGURA 3.14. CORTE EN PILOTE DE PRUEBA PE2 DEL ENSAYO.....	48
FIGURA 3.15. VISTA DEL ENSAYO EN PILOTE PE1 .....	49
FIGURA 3.16. VISTA DE CABEZALES DE PILOTES DE ENSAYO PE1 Y PE2. ....	50

FIGURA 3.17. CURVAS PRESIÓN – ASENTAMIENTO Y RELACIONES DE CURVAS DE PRESIÓN. ....	52
FIGURA 4.1. PLANTA DEL CABEZAL DE UNA DE LAS PILAS DEL VIADUCTO.....	62
FIGURA 5.1. GEOMETRÍA DE UNA PILA DEL VIADUCTO .....	68
FIGURA 5.2. VISTA SUPERIOR DEL CABEZAL DE UNA PILA DEL VIADUCTO.....	68
FIGURA 5.3. VALORES DE PROPIEDADES INTRODUCIDAS EN EL PROGRAMA.....	69
FIGURA 5.4. INTRODUCCIÓN DE ACCIONES TRANSVERSALES.....	72
FIGURA 5.5. INTRODUCCIÓN DE ACCIONES LONGITUDINALES .....	73
FIGURA 5.6. INTRODUCCIÓN DE ACCIONES VERTICALES .....	73
FIGURA 5.7. MODELO DE ESTRIBO DE PUENTES DE CIRCUNVALACIÓN .....	74
FIGURA 5.8. MODELO DE ESTRIBO DEL VIADUCTO .....	75
FIGURA 5.9. MODELO DE PILA P1 DEL VIADUCTO.....	75
FIGURA 5.10. MODELO DE PILA P2 DEL VIADUCTO.....	76
FIGURA 5.11. MODELO DE PILA P3 DEL VIADUCTO.....	76
FIGURA 5.12. MODELO DE PILA P4 DEL VIADUCTO.....	77
FIGURA 5.13. MODELO DE PILA P5 DEL VIADUCTO.....	77
FIGURA 6.1. GEOMETRÍA DEL MODELO NUMÉRICO GLOBAL DEL VIADUCTO.....	78
FIGURA 6.2. ESPECTRO DE DISEÑO. ....	79
FIGURA 6.3. DETALLE DE LOS APOYOS ELASTOMÉRICOS .....	80
FIGURA 6.4. DETALLE DE LOS TOPES ANTISÍSMICOS.....	81
FIGURA 6.5. DIMENSIONES ESQUEMÁTICAS DEL APOYO. ....	82
FIGURA 6.6. ESQUEMA DE DEFORMACIONES TRANSVERSALES EN EL APOYO.....	83
FIGURA 6.7. VÍNCULOS ENTRE SUPERESTRUCTURA E INFRAESTRUCTURA. ....	84
FIGURA 7.1. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE RESISTENCIA DE SECCIONES CIRCULARES.....	90
FIGURA 7.2. CORTE DEL MECANISMO DE BIELAS Y TENSORES.....	92
FIGURA 7.3. PLANTA DEL MECANISMO DE BIELAS Y TENSORES. ....	93
FIGURA 7.4. GEOMETRÍA DEL MODELO NUMÉRICO DEL CABEZAL DE LA PILA P3.....	94
FIGURA 7.5. SOLICITACIONES EN BIELAS Y TENSORES DEL CABEZAL DE LA PILA P3.....	95

## ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1. CARACTERÍSTICAS DE APLANADORA A-30 .....	22
TABLA 2. COMBINACIONES DE CARGA ESTADO LÍMITE SERVICIO .....	26
TABLA 3. COMBINACIONES DE CARGA ESTADO LÍMITE ÚLTIMO .....	26
TABLA 4. PARÁMETROS DE CÁLCULO PARA FUNDACIÓN INDIRECTA EN EL CUADRANTE NORTE .....	33
TABLA 5. PARÁMETROS DE CÁLCULO PARA FUNDACIÓN INDIRECTA EN EL CUADRANTE SUR .....	33
TABLA 6. PARÁMETROS DE CÁLCULO PARA FUNDACIÓN INDIRECTA EN EL CUADRANTE OESTE .....	33
TABLA 7. PARÁMETROS DE CÁLCULO PARA FUNDACIÓN INDIRECTA EN EL CUADRANTE ESTE .....	34
TABLA 8. CARGAS VERTICALES TOTALES SIN INCLUIR PILOTES .....	53
TABLA 9. ALTERNATIVAS DE PILOTES CON PRECARGA BAJO ESCENARIO DE CARGA NORMAL. ESTRIBO LADO SUR .....	54
TABLA 10. ALTERNATIVAS DE PILOTES CON PRECARGA BAJO ESCENARIO DE CARGA INUSUAL. ESTRIBO LADO SUR .....	55
TABLA 11. ALTERNATIVAS DE PILOTES CON PRECARGA BAJO ESCENARIO DE CARGA EXTREMA. ESTRIBO LADO SUR .....	55
TABLA 12. ALTERNATIVAS DE PILOTES CON PRECARGA BAJO ESCENARIO DE CARGA NORMAL. ESTRIBO LADO NORTE .....	55
TABLA 13. ALTERNATIVAS DE PILOTES CON PRECARGA BAJO ESCENARIO DE CARGA INUSUAL. ESTRIBO LADO NORTE .....	56
TABLA 14. ALTERNATIVAS DE PILOTES CON PRECARGA BAJO ESCENARIO DE CARGA EXTREMA. ESTRIBO LADO NORTE .....	56
TABLA 15. ALTERNATIVAS DE PILOTES SIN PRECARGA BAJO ESCENARIO DE CARGA NORMAL. ESTRIBO LADO SUR .....	56
TABLA 16. ALTERNATIVAS DE PILOTES SIN PRECARGA BAJO ESCENARIO DE CARGA INUSUAL. ESTRIBO LADO SUR .....	57
TABLA 17. ALTERNATIVAS DE PILOTES SIN PRECARGA BAJO ESCENARIO DE CARGA EXTREMA. ESTRIBO LADO SUR .....	57



TABLA 18. ALTERNATIVAS DE PILOTES SIN PRECARGA BAJO ESCENARIO DE CARGA NORMAL. ESTRIBO LADO NORTE .....	57
TABLA 19. ALTERNATIVAS DE PILOTES SIN PRECARGA BAJO ESCENARIO DE CARGA INUSUAL. ESTRIBO LADO NORTE .....	58
TABLA 20. ALTERNATIVAS DE PILOTES SIN PRECARGA BAJO ESCENARIO DE CARGA EXTREMA. ESTRIBO LADO NORTE .....	58
TABLA 21. RESUMEN DE ALTERNATIVAS PARA ESTRIBOS DE PUENTES DE CIRCUNVALACIÓN .....	59
TABLA 22. ALTERNATIVAS DE PILOTES PARA LAS PILAS DEL VIADUCTO .....	60
TABLA 23. ALTERNATIVAS DE PILOTES PARA LOS ESTRIBOS DEL VIADUCTO .....	61
TABLA 24. SOLICITACIONES AXILES EN PILOTES DE PILA P1 DEL VIADUCTO .....	64
TABLA 25. TENSIONES ADMISIBLES LATERALES .....	65
TABLA 26. PARÁMETROS DEL ESPECTRO DE DISEÑO. ....	79
TABLA 27. ANÁLISIS INDIVIDUAL DE CADA PILA Y ESTRIBO ANTE SOLICITACIÓN SÍSMICA LONGITUDINAL	85
TABLA 28. ANÁLISIS GLOBAL DE INFRAESTRUCTURA DE VIADUCTO ANTE SOLICITACIÓN SÍSMICA LONGITUDINAL Y OBTENCIÓN DE COEFICIENTES DE INTERACCIÓN GLOBAL .....	85
TABLA 29. SOLICITACIONES CRÍTICAS EN PILOTES DE PILA P1 DEL VIADUCTO.....	88

## CAPÍTULO 1

# **Introducción**

### **1.1. Introducción**

En el presente Informe Técnico se describen las tareas realizadas por el autor en el marco del régimen de Práctica Supervisada, instancia final para la obtención del título de Ingeniero Civil de 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 MSc. Ing. Carlos Gerbaudo, mientras que como tutor interno por parte de la facultad al Dr. Ing. Guillermo Gerbaudo.

En particular, el autor ha participado en el cálculo estructural integral de la infraestructura de un viaducto y cuatro puentes de la obra "*Intercambiador Vial El Tropezón*". Dicha obra se encuentra actualmente en ejecución en la intersección de las avenidas *Cárcano* y *Colón*, en el llamado Nudo Vial "El Tropezón" de la ciudad de Córdoba.

### **1.2. Objetivos**

El objetivo general de la presente práctica supervisada es la participación en el proyecto ejecutivo de cuatro puentes y un viaducto de la obra "*Intercambiador Vial El Tropezón*".

Específicamente se pretende participación activa en los siguientes aspectos del proyecto:

- Análisis y discusión de las Bases de Diseño para la obra en cuestión.
- Modelación numérica individual de las estructuras de los puentes: Estribos, Pilas y Tableros.

- Planteo y evaluación técnico-económica de alternativas para las estructuras componentes.
- Modelación numérica del viaducto en forma completa con la interacción entre los distintos componentes.
- Interpretación del comportamiento global del viaducto ante cargas laterales, identificación de la recarga de las pilas respecto al análisis individual y evaluación de acciones para minimizarlas.
- Resumen de todos los resultados y consideraciones en una Memoria de Ingeniería, realizar los documentos técnicos necesarios y transmitir los resultados obtenidos a otros profesionales y técnicos.

### **1.3. Descripción de la obra**

El intercambiador vial "El Tropezón" forma parte de las obras previstas para el cierre del arco noroeste de la avenida de Circunvalación, perteneciente a la Red de Accesos a Córdoba (R.A.C.).

El proyecto definitivo prevé en un primer nivel, o nivel inferior, la rotonda de distribución de movimientos a la que confluirán cuatro ramas de ingreso y cuatro de egreso de los movimientos de Circunvalación hacia Av. Colón – Ejército Argentino y viceversa.

En un segundo nivel, se desarrollará la nueva calzada de Circunvalación, la cual cruzará con cuatro puentes la rotonda inferior de distribución de movimientos, ubicada en el primer nivel. Para los puentes correspondientes se ha previsto un ancho de tres carriles.

Finalmente, el tercer nivel, o nivel superior, corresponde a las rampas de acceso y viaducto, mediante el cual la Av. Colón - Ejército Argentino cruzará sobre Circunvalación. Por último, se completará con cuatro ramas de salida directa: dos de ésta última hacia Colón-Ejército Argentino y las dos restantes en sentido contrario.

La obra implica aproximadamente 75000 m<sup>2</sup> de pavimentación, distribuidos en 1000 m lineales a intervenir en Cárcano y 1200 m en la Av. Colón.

En la **Figura 1.1** se observa la planta del futuro intercambiador, mientras que en la **Figura 1.2** se presenta un *render* que pretende esquematizar la situación final del nudo.



**Figura 1.1.** Planta de futuro intercambiador “El Tropezón”



**Figura 1.2.** Vista general de futuro intercambiador “El Tropezón”

En cuanto a las características geométricas, el viaducto tiene un trazado planimétrico curvo, y altimétricamente se encuadra en una curva vertical, compuesto por seis luces parciales: dos luces extremas de 30.35 m de longitud y cuatro tramos intermedios con luces parciales de 25.50 m, resultando una longitud total de viaducto de 162.7 m.

Los tableros del viaducto tienen un ancho total de 12.70 m, con un ancho total de calzada de 10.50 m formado por tres carriles de circulación de 3.50 m de ancho, con sobrecanchos de 0.50 m del lado interno y 1.00 m del lado externo, y defensas vehiculares de 0.35 m de ancho en ambos laterales.

El trazado planialtimétrico del viaducto se describirá mediante una poligonal de segmentos formada por cada uno de los tramos, con vigas dintel de pilas y estribos de planta trapezoidal, de forma que los tableros de cada tramo resulten rectos y con vigas de igual longitud para cada tramo, materializando la curva horizontal mediante el hormigón de segunda etapa de las defensas o cordones externos, y la curva vertical mediante un sobre espesor de la carpeta de rodamiento.

Los seis tableros del viaducto se vincularán de a pares mediante juntas de dilatación elástica convencional.

Los puentes en Avenida de Circunvalación son rectos, de un único vano de una longitud de tramo medida entre ejes de juntas de 30.15 m, con un ancho total de tablero de 16.25 m, formados por dos carriles de 3.65 m, un futuro tercer carril de 3.65 m, una banquina externa de 2.50 m de ancho, una futura banquina interna de 2.10 m de ancho, y defensas vehiculares de 0.35 m de ancho en ambos laterales. También se prevé la colocación de una defensa vehicular interior de 0.35 m de ancho separadora del futuro tercer carril.

El diseño de todos los puentes se completa con desagües de calzada de caños de hierro galvanizado diámetro 100 mm, desagües extremos de puentes, losa de aproximación, juntas de dilatación elástica y carpeta de rodamiento de concreto asfáltico de un espesor mínimo de 0.05 m con pendiente transversal según proyecto vial.

Además, se prevé la ejecución en los tableros de un dispositivo especialmente diseñado para la fijación de las columnas de iluminación, de altura y separación según requerimiento del Proyecto.

La estructura de los tableros de todos los puentes y viaducto consiste en un sistema de múltiples vigas rectas de sección "doble te", simplemente apoyadas, vinculadas transversalmente con una losa superior de tablero y, para el caso de los puentes en Avenida de Circunvalación, tres vigas transversales de hormigón armado, una ubicada en el centro del tramo y las restantes en cada extremo del tablero, mientras que para los viaductos se dispondrán dos vigas transversales extremas.

Los tableros del viaducto de Avenida Colón se ejecutarán con seis vigas de 1.57 m de altura separadas cada 2.20 m, alineando el borde externo de las vigas laterales de forma que la visual lateral del viaducto sea uniforme.

La estructura del tablero de los puentes de Circunvalación se construirá con ocho vigas de 1.57 m de altura separadas cada 2.10 m.

Todas estas vigas serán pretensadas en banco y fabricadas en taller.

Para los puentes sobre Avenida de Circunvalación se dispondrá de una losa superior de 0.20 m de espesor compuesta por prelasas estructurales de 0.05 m de espesor, que cumplen la función de encofrado y contienen la armadura principal inferior de la losa, y un hormigón en segunda etapa de 0.15 m de espesor mínimo con la armadura complementaria de la losa. Los apoyos de las vigas sobre el dintel de las pilas y estribos serán directos.

Para el viaducto la losa superior será de 0.22 m de espesor compuesta por prelasas estructurales de 0.05 m de espesor y un hormigón en segunda etapa de 0.17 m de espesor mínimo con la armadura complementaria de la losa. Los apoyos de las vigas sobre el dintel de las pilas y estribos serán directos.

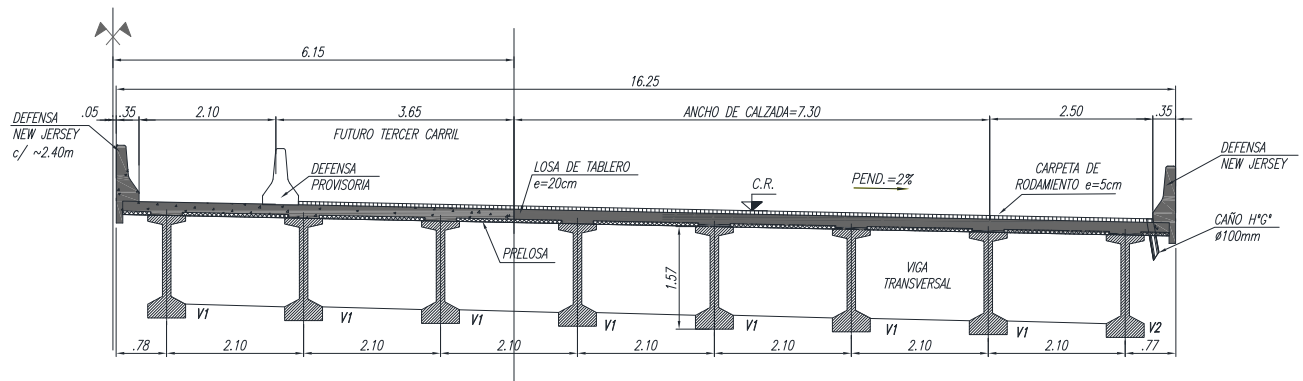
El hormigón de las vigas principales será H-40 y el acero de pretensado corresponde a cordones de acero especial C-1900 Grado 270 de Baja Relajación, de 12.7 mm de diámetro nominal. El sistema de pretensado a utilizar será por adherencia directa en banco, que consiste en tesar en primera instancia los cables reaccionando contra los cabezales del banco de pretensado, en segundo término, se hormigona la pieza y se

realiza el curado a vapor, y finalmente, cuando la pieza ha adquirido la resistencia suficiente se realiza la transferencia gradual del pretensado del banco a la pieza.

El hormigón de las prelosas será H-25 y el hormigón de segunda etapa de la losa de tablero y defensas será H-21.

El diseño del tablero contempla la ejecución de vigas transversales extremas y una viga transversal en el centro de la luz del tramo -para el caso de los puentes-, ambas de hormigón armado clase H-21.

En la **Figura 1.3** se presenta la sección transversal de los puentes de Circunvalación, mientras que la correspondiente a cada tablero del viaducto se muestra en la **Figura 1.4**.



**Figura 1.3.** Sección transversal de los tableros de los puentes de Circunvalación



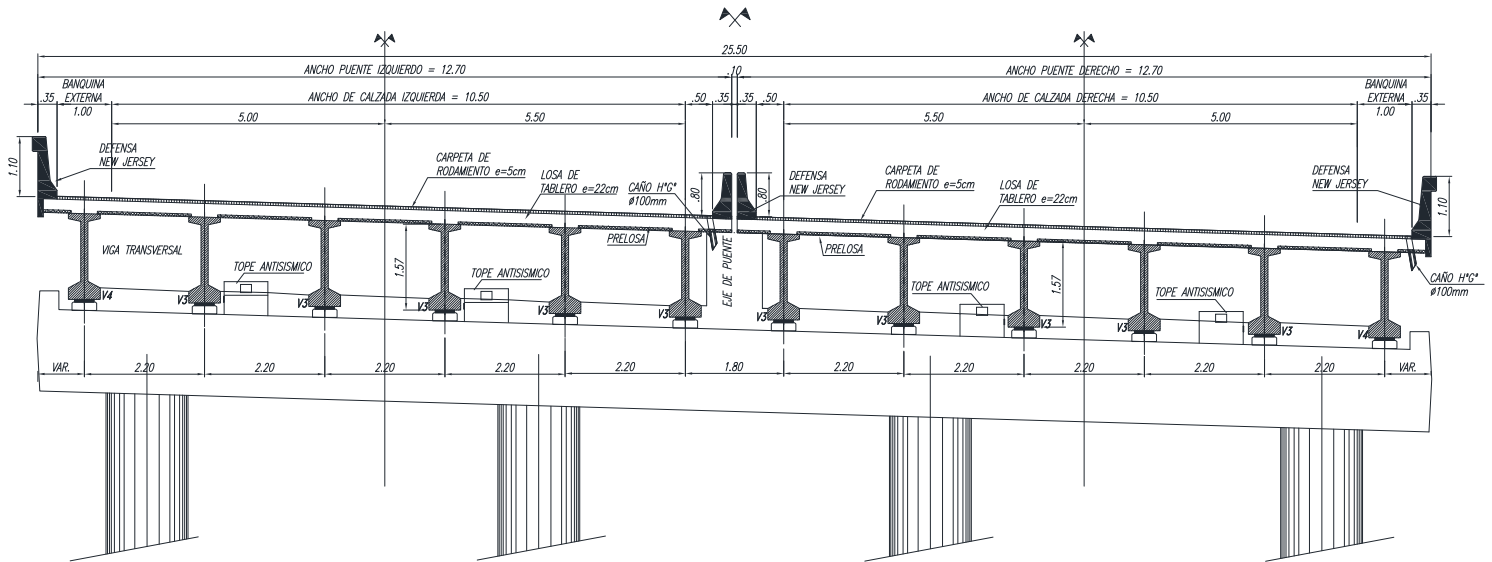


Figura 1.4. Sección transversal de los tableros de Viaducto

## 1.4. Contenidos

El presente informe organiza la información en ocho capítulos, de manera que los contenidos se desarrollan en una secuencia similar a la seguida durante el proceso de diseño.

En el primer capítulo se describen los aspectos introductorios donde se explicita la naturaleza del informe, los objetivos perseguidos y una descripción de la obra en cuestión.

En el segundo capítulo se exponen los reglamentos y normativas utilizados durante el proyecto, las bases de diseño seguidas para la determinación y cuantificación de las acciones solicitantes y sus combinaciones y, finalmente, los materiales empleados en los elementos componentes de la estructura de puentes y viaducto.

En el tercer capítulo se presentan los aspectos más importantes que surgen del estudio de suelos realizado en el lugar de emplazamiento de la obra, así como la propuesta y ensayo de una mejora para la interacción suelo-pilote.



En el cuarto capítulo se expone el predimensionado y las distintas alternativas propuestas para la infraestructura de los puentes y el viaducto.

En el quinto capítulo se desarrollan los aspectos más relevantes que conciernen a la modelación numérica individual de pilas y estribos.

En el sexto capítulo se presenta la evaluación del comportamiento global del viaducto frente a una sollicitación sísmica, lograda a partir de una modelación computacional global de la infraestructura y superestructura de dicho viaducto.

En el séptimo capítulo se exponen algunas de las verificaciones y determinaciones realizadas en las correspondientes memorias de cálculo, que definen la configuración estructural de cada componente de los estribos y las pilas.

En el octavo capítulo se explicitan las conclusiones y comentarios finales sobre las actividades realizadas durante la práctica profesional supervisada y desarrolladas en el presente informe.

Finalmente, se detalla la bibliografía utilizada.

## 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 para superestructura del puente

**Para Losa:**

Hormigón clase H-21 s/ CIRSOC 201-2005.

$f'_c = 21$  MPa Resistencia especificada a la compresión (28 días).

**Para Viga Principal Pretensada:**

Hormigón clase H-40 s/ CIRSOC 201-2005.

$f'_c = 40$  MPa Resistencia especificada a la compresión (28 días).

- Hormigón "in situ" para estribos y pilas

Hormigón clase H-21 s/ CIRSOC 201-2005.

$f'_c = 21$  MPa Resistencia especificada a la compresión (28 días).

- Hormigón "in situ" para pilotes

Hormigón clase H-21 s/ CIRSOC 201-2005, con cemento ARS.

$f'_c = 21$  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:  $f_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup>

- Mallas electrosoldadas de acero nervurado laminado en frío para Hormigón Armado y Pretensado

Acero AM – 500 N s/ Norma IRAM-IAS U-500-06.

Tensión de fluencia:  $f_y = 500$  MPa.

- Vigas reticuladas electrosoldadas de acero para prelosas estructurales

Acero T – 500 s/ Norma IRAM-IAS U-500-26.

Tensión de fluencia:  $f_y = 500$  MPa.

- Acero especial para Hormigón Pretensado

Cordón de 7 alambres para pretensado:

Diámetro nominal del cordón:  $\phi = 12.7$  mm

Sección neta del cordón:  $A = 0.987$  cm<sup>2</sup>.

Acero C1900, Grado 270 "Baja Relajación", s/ Norma IRAM-IAS U-500-03.

Tensión de rotura garantizada:  $f_{pu} = 1900$  MPa

Tensión de fluencia convencional para  $\varepsilon = 1$  %:  $f_{py} = 1700$  MPa

Alargamiento de rotura mínimo ( $L_o = 600$  mm):  $\varepsilon_r = 3.5$  %.

- Acero estructural para defensas, barandas e insertos metálicos

Acero F-24 según Norma IRAM-IAS U 500-42 e IRAM-IAS U 500-503.

Tensión de fluencia,  $f_y = 240$  MPa.

### 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 las vigas principales, vigas transversales, losa de tablero, pilas y estribos son los siguientes:

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

- **Estado 2.** Peso propio de la losa de tablero, vigas transversales y vigas principales
- **Estado 3.** Cargas permanentes (carpeta, defensas, etc.)
- **Estado 4.** Sobrecargas móviles según Reglamento de la DNV
- **Estado 5.** Movimientos Lentos (fuerzas de coacción por deformaciones impuestas)
- **Estado 6.** Fuerza de frenado, según Reglamento DNV
- **Estado 7.** Viento Puente Vacío, según Reglamento DNV
- **Estado 8.** Viento Puente Cargado, según Reglamento DNV
- **Estado 9.** Acción del Sismo en dirección transversal al puente, según Reglamento INPRES-CIRSOC 103.
- **Estado 10.** Acción del Sismo en la dirección longitudinal del puente, según Reglamento INPRES-CIRSOC 103.
- 

#### **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>
- 

#### **2.3.2. Estado 3. Cargas permanentes**

Las cargas permanentes son las 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.

### 2.3.3. Estado 4. 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.).

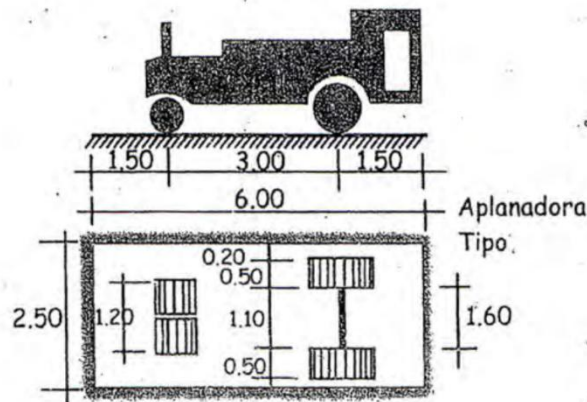
La sobrecarga móvil resulta de la suma de tres tipos de cargas:

- 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.

#### I) 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 formula:

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

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 t/m<sup>2</sup>, según lo estipula el Reglamento de Puentes de la D.N.V. En el caso del proyecto realizado no aplica la sobrecarga en veredas.

#### **2.3.4. Estado 5. 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 +/- 20 °C.

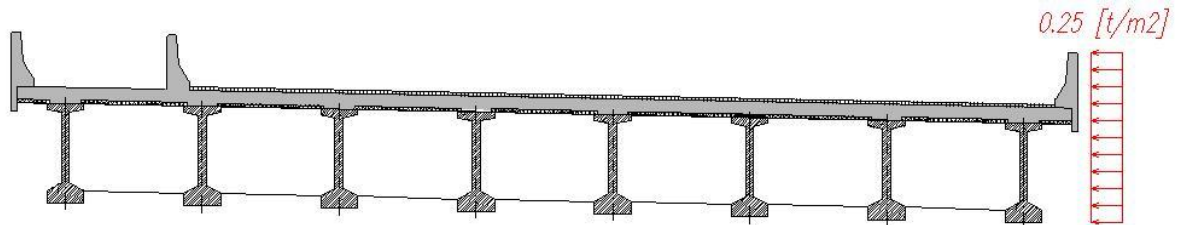
#### **2.3.5. Estado 6. Frenado**

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.

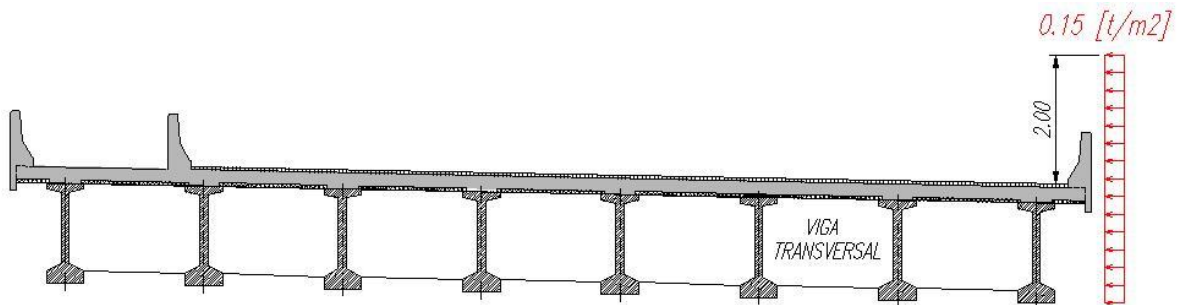
#### **2.3.6. Estados 7 y 8. Viento**

De acuerdo al Reglamento de Puentes de la DNV, se considera una presión de viento de 0.25 t/m<sup>2</sup> para puente vacío (sin sobrecarga móvil), actuando sobre toda la superficie lateral expuesta al flujo, y una presión de viento de 0.15 t/m<sup>2</sup> para la situación de puente cargado, adoptando un valor de 2.0 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



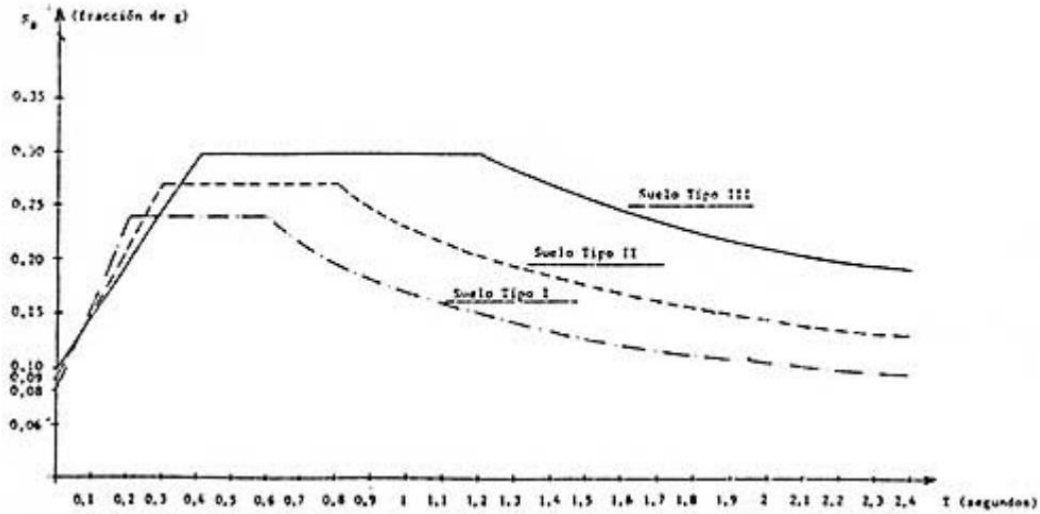
**Figura 2.3.** Acción del viento en puente cargado

### 2.3.7. Estados 9 y 10. 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 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.

En la **Figura 2.4** se observa el espectro correspondiente a esta zona sísmica.





**Figura 2.4.** Espectros sísmicos para Zona Sísmica I

## 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 pila/estribo	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2.3. Peso propio tablero	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
4. Sobrecarga móvil	-	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.25	-	0.5
5. Movimientos lentos	1.0	-	1.0	-	-	-	-	-	-
6. Frenado	-	-	-	1.0	-	-	-	-	-
7. Viento puente descargado	-	-	-	-	1.0	-	-	-	-
8. Viento puente cargado	-	-	-	-	-	1.0	-	-	-
9. Sismo transversal	-	-	-	-	-	-	1.0	-	-
10. Sismo longitudinal	-	-	-	-	-	-	-	1.0	-

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

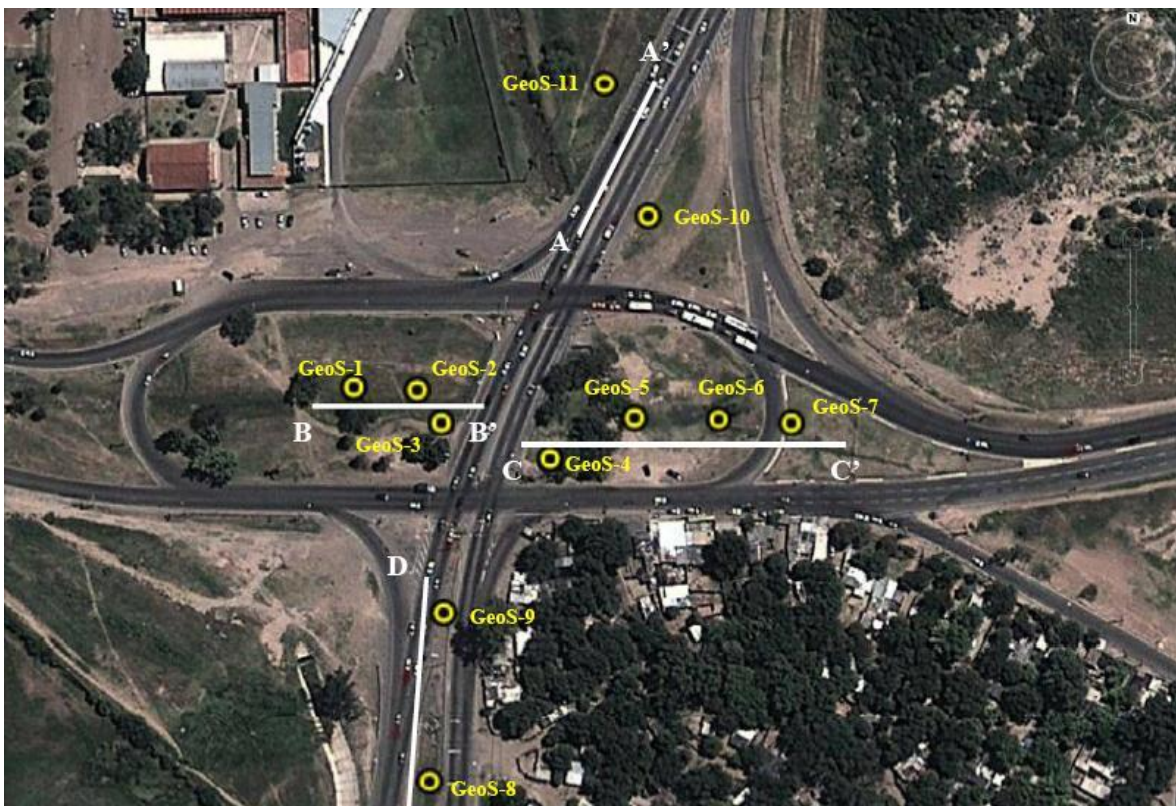
Estado de carga	Combinación de carga									
	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10
1. Peso propio pila/estribo	1.4	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	0.9	0.9
2.3. Peso propio tablero	1.4	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	0.9	0.9
4. Sobrecarga móvil	-	1.6	1.6	1.6	0.5	0.5	0.25	-	-	-
5. Movimientos lentos	1.4	-	1.2	-	-	-	-	-	-	-
6. Frenado	-	-	-	1.2	-	-	-	-	-	-
7. Viento puente descargado	-	-	-	-	1.6	-	-	-	-	-
8. Viento puente cargado	-	-	-	-	-	1.6	-	-	-	-
9. Sismo transversal	-	-	-	-	-	-	1.0	0.3	1.0	0.3
10. Sismo longitudinal	-	-	-	-	-	-	0.3	1.0	0.3	1.0

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

## CAPÍTULO 3

**Estudio de suelos****3.1. Descripción de los estratos de suelo**

En la zona de emplazamiento de la obra, la empresa GEOS realizó un estudio de suelos con el propósito de relevar el perfil de suelos existente [4]. Para ello se ejecutaron once sondeos de exploración geotécnica y cuatro pozos con hoyadora, según se detalla en la **Figura 3.1**, tomando muestras de suelo y realizando ensayos *in situ*.



**Figura 3.1.** Ubicación en planta de los sondeos de exploración geotécnica

Estas exploraciones sirvieron para la identificación de los suelos y demás materiales existentes en las distintas posiciones investigadas, para la determinación de la resistencia

a la penetración de los mantos atravesados, para la obtención de muestras de suelos a distintas profundidades y, en particular los pozos con hoyadora, para estudiar hasta donde fuera posible excavar sin entibar y sin necesidad de emplear lodos bentoníticos.

Con las muestras de suelos obtenidas in situ, se realizaron distintos ensayos en el laboratorio de mecánica de suelos, a saber:

- Identificación macroscópica
- Contenido de humedad
- Contenido de materia orgánica
- Límites de consistencia
- Sales solubles totales
- Pasante tamiz #200 por vía húmeda
- Clasificación de suelos mediante S.U.C.S (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos)

Del análisis realizado a partir de la información recopilada, se llegó a caracterizar el perfil de suelos en los tres estratos siguientes:

❖ **Estrato 0 – Suelo orgánico y rellenos artificiales superficiales**

Cubierta orgánica, en algunos sectores, y rellenos artificiales de origen antrópico, en otros; color general en tonalidad castaño; compacidad suelta; muy heterogéneo; al tratarse, básicamente, de rellenos, no clasifican según el S.U.C.S; no apto como suelo de fundación ni, tampoco, como material de relleno para construcción de terraplenes.

❖ **Estrato I – Limo con algo de arena**

Limo con algo de arena y gránulos de limo cementados dispersos por capas aleatorias; entre ~80% a ~95% de pasante tamiz N° 200 por vía húmeda; color castaño claro; clasificación ML según el S.U.C.S; el número de golpes "N", equivalente del SPT, es, en general, menor que 10 golpes, con algunos picos aleatorios que alcanzan los 20 golpes, correspondientes a lentes de limo cementado los cuales tienen distribución errática tanto en horizontal como en vertical; compacidad general suelta; potencialmente colapsable en sus primeros ~3,0m a ~5,0m de espesor; si bien no es apto como estrato de apoyo, podrá desarrollar una resistencia lateral friccional en los pilotes.

**❖ Estrato II – Arena con limo a arena limosa con gravillas y gravas**

Arena fina a media con algo de limo a arena limosa, con presencia de gravillas y gravas, incluso cantos rodados ( $\varphi$  ~10cm a ~15cm), cuyo tamaño y contenido es variable según cuál sea el sector considerado; entre ~10% a ~45% de pasante tamiz N° 200 por vía húmeda variable; color castaño claro amarillento; al excavar, las capas con menor contenido de finos son potencialmente desmoronables; no plástico; rugoso, áspero y no pegajoso al tacto; clasificación SPSM según S.U.C.S.; N es variable según cuál sea el cuadrante; así, en los cuadrantes Norte N oscila entre 10 y 30 golpes, lo que indica una compacidad media; en el cuadrante Oeste N oscila entre 20 y más de 40 golpes (llegando incluso al rechazo), lo que indica una compacidad media a densa; finalmente, en el cuadrante Este, N oscila entre 10 y 30 golpes, lo que indica una compacidad media.

**❖ Estrato III – Limo con algo de arena a limo arenoso**

Limo con algo de arena a limo arenoso, con gravillas y gravas aisladas; entre ~60% a ~95% de pasante tamiz N° 200 por vía húmeda; color castaño claro; al profundizar y conforme se va moviendo hacia el Este, aparecen intercalaciones de capas más arenosas y poco densas; húmedo a saturado sumergido por debajo del NF; baja plasticidad; clasificación ML según S.U.C.S., con intercalaciones de SP-SM; N es variable según cuál sea el sector considerado; así, en los cuadrantes Norte y Sur, N oscila al profundizar entre 40 golpes (llegando incluso al rechazo) y 5 golpes, lo que indica una compacidad media a suelta; en el cuadrante Oeste, N oscila al profundizar entre 40 golpes (llegando incluso al rechazo), y 15 golpes, lo que indica una compacidad densa a media; finalmente, en el cuadrante Este, en la parte superior del estrato, desde ~13,0m hasta ~19,0m de profundidad, N oscila entre 35 y 15 golpes, lo que indica una compacidad media a densa, mientras que por debajo de ~19,0m de profundidad, N desciende hasta valores tan bajos, incluso inferiores, a 5 golpes, lo que indica una compacidad suelta, en correspondencia con la posición del NF.

Interpolando los perfiles de suelo obtenidos en cada sondeo, se dibujaron los perfiles longitudinales de suelo para el viaducto y los puentes. En la **Figura 3.2** se observa el perfil longitudinal de suelos de la zona de emplazamiento del viaducto, mientras que en la **Figura 3.3** se observa el perfil de suelos de la zona de emplazamiento de los puentes de Circunvalación.

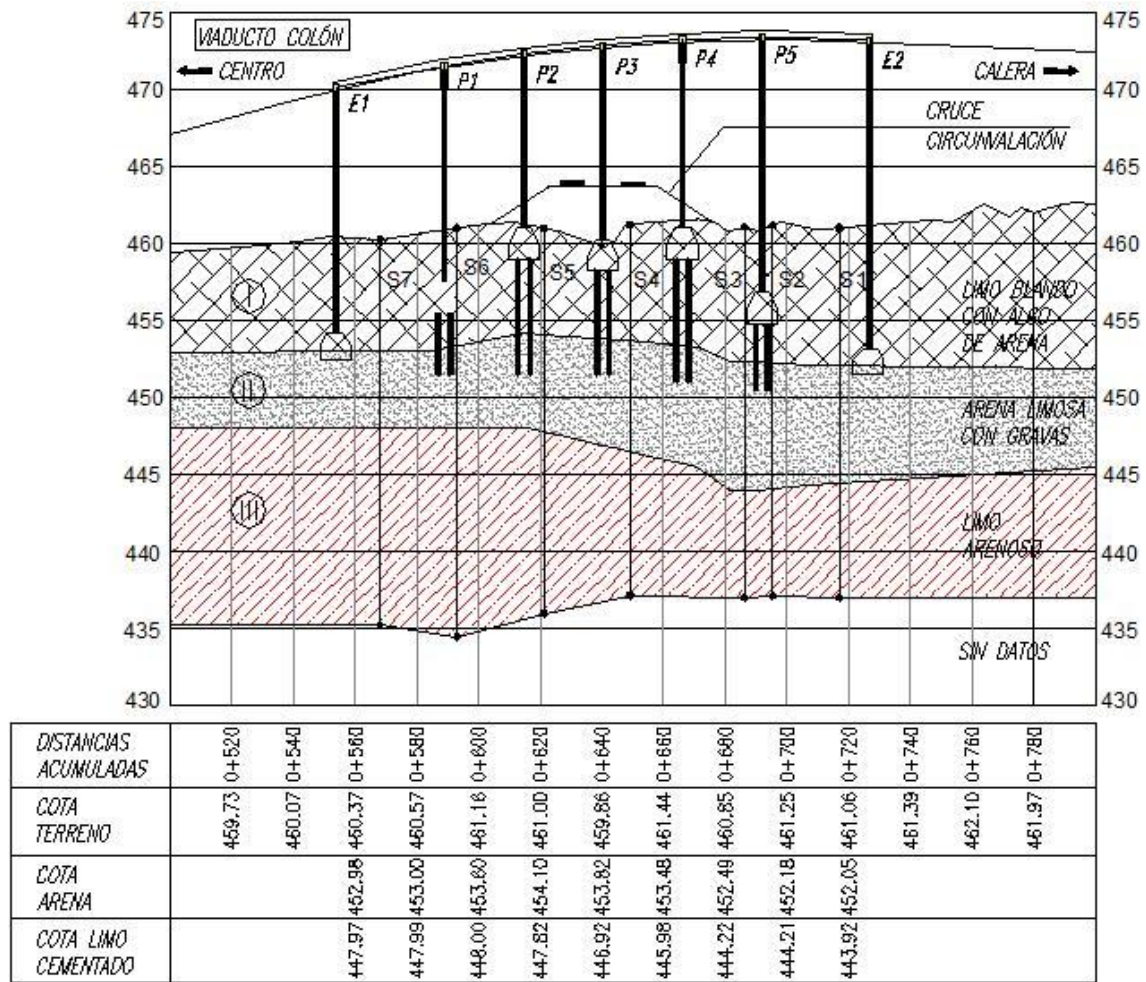


Figura 3.2. Perfil de suelos en zona de viaducto



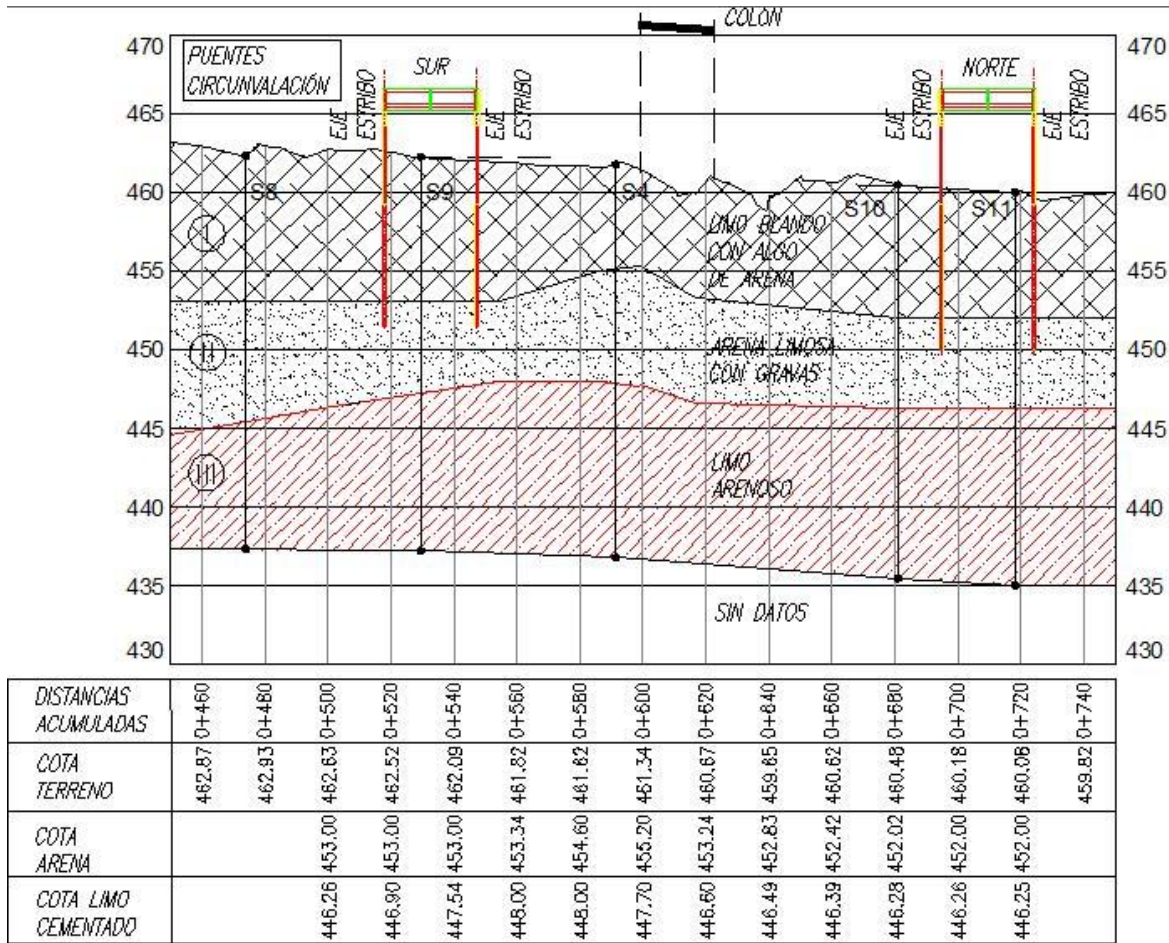


Figura 3.3. Perfil de suelos en zona de los puentes

### 3.2. Recomendaciones y parámetros geotécnicos

En base a lo anterior, las recomendaciones en cuanto a la fundación a optar consistieron en el empleo de una fundación indirecta (profunda), apoyando efectivamente en el estrato II ó en el estrato III, por debajo de ~12,0m a ~13,0m de profundidad, pudiendo materializarla mediante pilotes excavados y hormigonados in situ.

Se recomendó excavación mecánica, con suma precaución, asegurando franca penetración en el manto referido sin descomprimir las paredes de ningún pozo.

Por otro lado, al considerar la reacción del suelo de fundación a fuerzas laterales y/ó su capacidad de absorción de momentos inducidos ó aplicados por la estructura suprayacente, se descartó completamente la colaboración del estrato 0.

Para la determinación de los distintos parámetros a tener en cuenta para el cálculo de la fundación indirecta, la empresa GEOS utilizó los conceptos descritos y analizados por Reese [7].

Así, para el cálculo de la resistencia friccional lateral última " $\sigma_L$ ", se empleó la siguiente expresión:

$$\sigma_L = \beta \cdot \sigma'_z \text{ [t/m}^2\text{]} \quad (3.1)$$

Con  $\beta = K \cdot \tan \varphi_c$  [ ]

Siendo K un parámetro que combina el coeficiente de presión lateral con un factor de correlación, [ ];  $\varphi_c$  el ángulo de fricción en la interfase "suelo - hormigón", [ ° ];  $\sigma'_z$  la tensión vertical efectiva en el suelo a la profundidad "z", [t/m<sup>2</sup>].

Del mismo modo, para el cálculo de la resistencia de punta última " $\sigma_p$ ", se empleó la siguiente expresión:

$$\sigma_p = 5.85 \cdot \text{NSPT} \text{ [t/m}^2\text{]} \quad (3.2)$$

Siendo NSPT el número de golpes en el ensayo SPT, [ ].

Conviene aclarar que la expresión (3.2) es válida para pilotes de diámetro " $\phi < 127\text{cm}$ ".

Para el caso de pilotes de mayor diámetro, " $\phi > 127\text{cm}$ ", se empleó la siguiente expresión:

$$\sigma_p = (127/\phi) \cdot \sigma_p \text{ [t/m}^2\text{]} \quad (3.3)$$

Siendo  $\phi$  el diámetro del pilote, [cm].

Para el caso que aquí ocupa, se trabajó con pilotes de diámetro " $\phi = 150\text{cm}$ ".

Desde una perspectiva conservadora, se adoptó un factor de seguridad "FS = 3" para el cálculo de las tensiones admisibles que se indican en las **Tablas N° 4 a N° 7**, siguientes.



Excavable sin entibar y sin lodos hasta [m]	Cota [m]	Tensión punta admisible $\sigma_{Padm}$ [t/m <sup>2</sup> ]	Tensión punta inyectada $\sigma_{Padm}$ [t/m <sup>2</sup> ]	Tensión lateral admisible $\sigma_{Ladm}$ [t/m <sup>2</sup> ]
<12.0	~ 460 a ~ 452	***	***	2.0
	~ 452 a ~ 448	***	***	2.5
	~ 448 a ~ 446	55	82	2.5
	~ 446 a ~ 440	65	97	3.5
	~ 440 a ~ 435	20	30	1.5

**Tabla 4.** Parámetros de cálculo para fundación indirecta en el Cuadrante Norte

Excavable sin entibar y sin lodos hasta [m]	Cota [m]	Tensión punta admisible $\sigma_{Padm}$ [t/m <sup>2</sup> ]	Tensión punta inyectada $\sigma_{Padm}$ [t/m <sup>2</sup> ]	Tensión lateral admisible $\sigma_{Ladm}$ [t/m <sup>2</sup> ]
<15.0	~ 462 a ~ 454	***	***	2.0
	~ 454 a ~ 449	***	***	2.5
	~ 449 a ~ 446	50	75	3.5
	~ 446 a ~ 441	60	90	3.5
	~ 441 a ~ 437	30	45	2.0

**Tabla 5.** Parámetros de cálculo para fundación indirecta en el Cuadrante Sur

Excavable sin entibar y sin lodos hasta [m]	Cota [m]	Tensión punta admisible $\sigma_{Padm}$ [t/m <sup>2</sup> ]	Tensión punta inyectada $\sigma_{Padm}$ [t/m <sup>2</sup> ]	Tensión lateral admisible $\sigma_{Ladm}$ [t/m <sup>2</sup> ]
<15.0	~ 462 a ~ 452	***	***	2.0
	~ 452 a ~ 450	***	***	2.5
	~ 450 a ~ 444	65	97	3.5
	~ 444 a ~ 441	75	112	3.5
	~ 441 a ~ 437	40	60	3.0

**Tabla 6.** Parámetros de cálculo para fundación indirecta en el Cuadrante Oeste

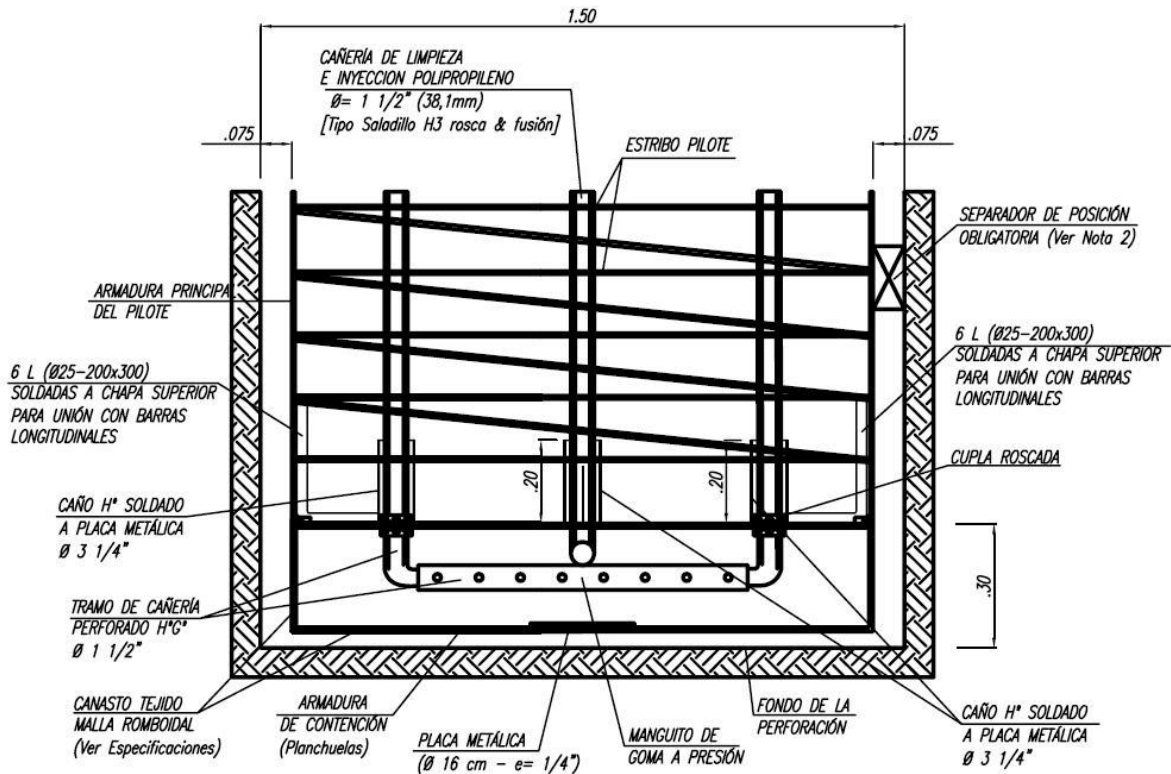
Excavable sin entibar y sin lodos hasta [m]	Cota [m]	Tensión punta admisible $\sigma_{Padm}$ [t/m <sup>2</sup> ]	Tensión punta inyectada $\sigma_{Padm}$ [t/m <sup>2</sup> ]	Tensión lateral admisible $\sigma_{Ladm}$ [t/m <sup>2</sup> ]
<19.0	~ 461 a ~ 453	***	***	2.0
	~ 453 a ~ 448	***	***	2.0
	~ 448 a ~ 446	55	82	3,5
	~ 446 a ~ 442	45	67	3.0
	~ 442 a ~ 436	15	22	1.5

**Tabla 7.** Parámetros de cálculo para fundación indirecta en el Cuadrante Este

### 3.3. Metodología de inyecciones y prueba de carga

Con el objetivo de mejorar la interacción "punta de pilote-suelo de apoyo", aumentando la capacidad de carga del suelo de fundación donde apoyará cada pilote, especialistas del área geotécnica plantearon la posibilidad de hacer inyecciones en la punta. Para ello la empresa *GEOS* elaboró recomendaciones sobre la metodología a emplear para la inyección utilizando celdas de precarga.

La metodología consiste, básicamente, en inyectar una cámara rellena con suelo granular que se ubica por debajo de la punta de cada pilote. La **Figura 3.4** muestra un detalle del sistema de inyección (celda, cañerías lisas y perforadas, manguitos, etc.) a emplear para materializar esta inyección.



**Figura 3.4.** Corte del sistema celda de precarga

Posteriormente se realizaron una serie de ensayos para verificar el comportamiento de los pilotes inyectados.

En primer lugar, se realizó un ensayo para comprobar que la lechada de inyección penetrara efectivamente en la celda de precarga, con la presión, dosificación y caudal previamente establecidos.

Luego se ejecutó una prueba de carga estática sobre pilotes testigos con el objetivo de valorar en forma experimental el comportamiento carga-deformación de los elementos ensayados, con la intención de luego extrapolar los resultados obtenidos a los pilotes del proyecto, validando, o ajustando, el diseño geotécnico realizado para dichos elementos de cimentación, cuyo predimensionado se verá en el capítulo siguiente. En particular, en este sentido, interesa la identificación de la influencia generada por la disposición de celdas de precarga en la punta del pilote. Al final de este apartado se describirá dicha prueba de carga y se presentarán los resultados obtenidos.

### **3.4. Fundamentos de la celda de precarga**

A partir de experiencias previas llevadas a cabo por empresas especializadas en la ejecución de este tipo de metodología [1], se pueden enunciar los siguientes efectos que resultan de inyectar una celda de precarga:

- a. Eliminación de residuos sueltos originados por el proceso constructivo.
- b. Compresión del terreno circundante a la base a presiones generalmente superiores a los valores de diseño en la punta, restituyendo o mejorando la resistencia natural del suelo por la presión aplicada.
- c. Mejora en la resistencia friccional del pilote. En la zona próxima a la base inyectada esta mejora se debe a la compresión del terreno lateral, mientras que en zonas inmediatamente superiores, a la cementación entre pilote y suelo.
- d. Empuje del pilote hacia arriba, ejerciendo precarga (moderada o alta en función de las presiones) disminuyendo deformaciones iniciales, haciendo trabajar la punta desde el principio.
- e. Cuando el terreno lo permite, se logran formar raíces horizontales y/o verticales que mejoran la resistencia.

### **3.5. Detalles del armado y colocación de la celda de precarga**

Las etapas constructivas y ejecutivas a llevar a cabo para conformar esta celda de suelo granular a inyectar son las siguientes:

1. Antes de su bajada al fondo del pozo, la celda de precarga se rellena con material granular, limpio de finos y mal graduado, como podrían ser gravas (entre 5mm y 50mm) ó arenas gravosas (entre 0,1mm a 50mm), siguiendo alguno de los criterios de las curvas

granulometrías que se incluyen en la **Figura 3.5**. En el caso particular del ensayo realizado para la obra en cuestión, el material granular escogido ha sido un "triturado 6-19" cuya curva granulométrica se incluye en la **Figura 3.6**. En la **Figura 3.7** se muestra la celda de precarga.

2. Excavación del pilote hasta su cota de apoyo de tal manera que permita alojar a la "celda de precarga" inmediatamente por debajo de la punta del mismo.

3. Bajado de la jaula de armaduras del pilote en cuyo extremo inferior va soldada la celda rellena con el suelo granular.

Este sistema "jaula-celda" incluye, al menos, dos pares de tubos de polipropileno formando dos circuitos en forma de "U", con una longitud total que garantice que su extremo inferior quede acoplado al "tubo a manguito" horizontal que irá alojado dentro de la celda.

3. Hormigonado del pilote, empleando manga (tremie), por encima de la celda de precarga.

5. Una vez realizado el hormigonado, se conecta una línea con agua a presión en cada uno de los circuitos de inyección, de a uno por vez, procediendo con la limpieza de la celda de todo vestigio de lechada cementicia de la colada de hormigón que pudiere haberse infiltrado con el propósito de garantizar una correcta y completa inyección posterior.

6. Una vez terminados todos los pilotes y su cabezal respectivo, se procede con su inyección, de a uno por vez.

En la **Figura 3.8** se puede observar la preparación de la lechada cementicia y el sistema de bombeo implementado durante la ejecución del primer ensayo, en el que se comprobó la efectividad de la inyección.

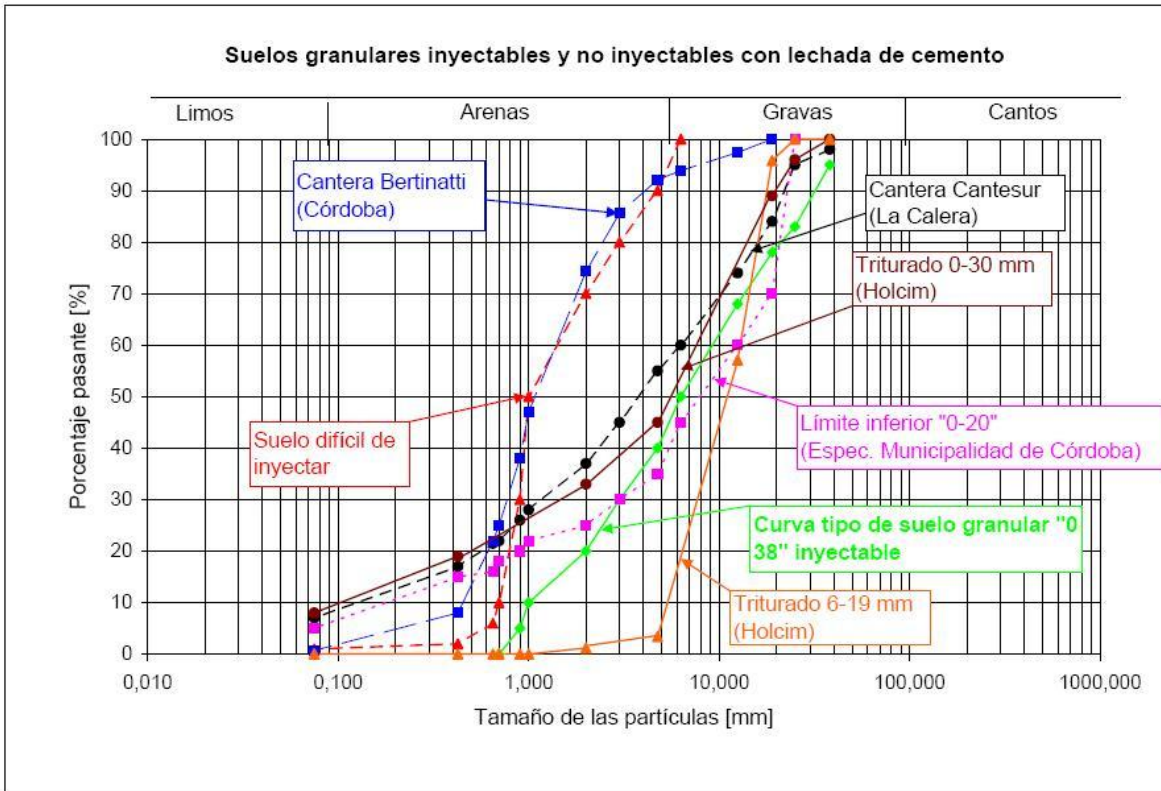


Figura 3.5. Evaluación de suelos granulares para celda de precarga

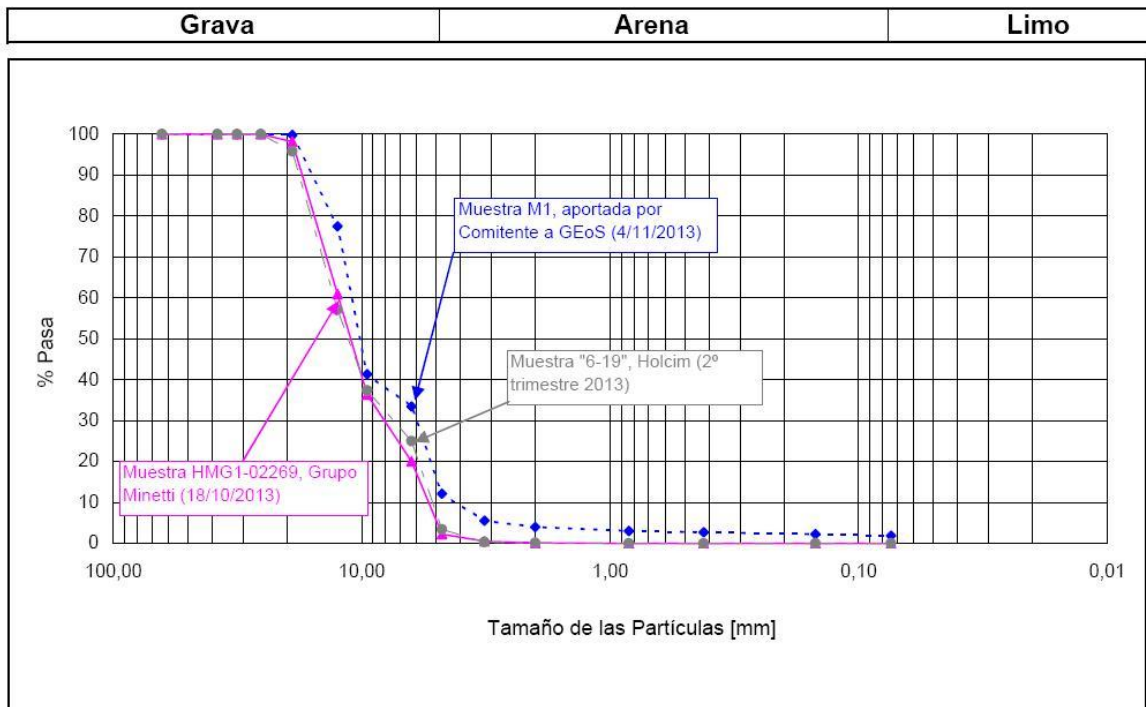


Figura 3.6. Curvas granulométricas del suelo empleado para celda de precarga



**Figura 3.7.** Celda de precarga para pilote de prueba



**Figura 3.8.** Preparación de la lechada cementicia y sistema de bombeo.

### 3.6. Características de la inyección

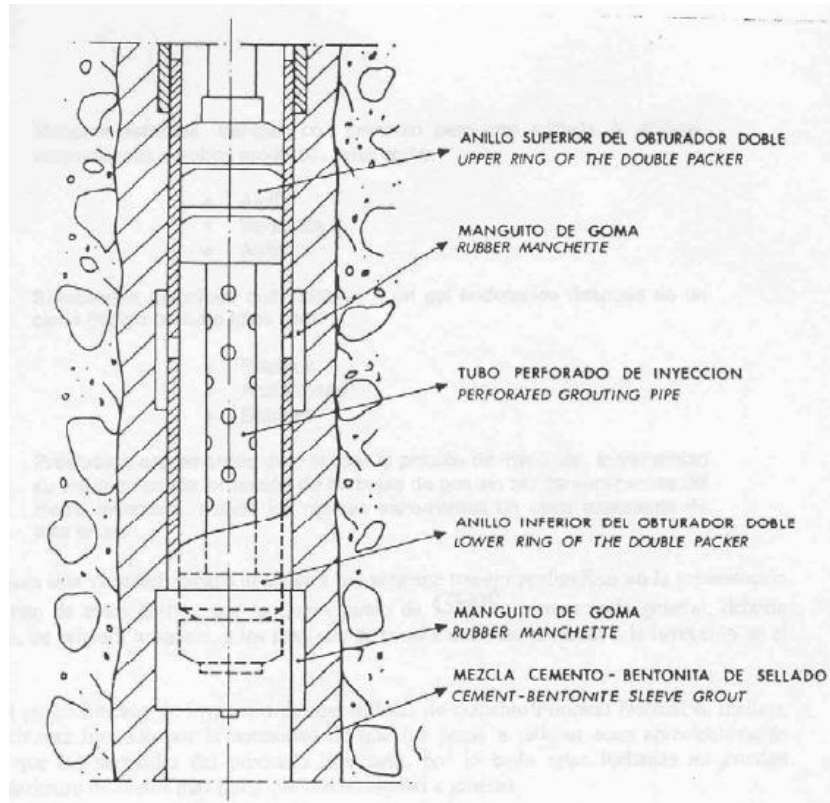
La inyección utilizada durante el ensayo (y que la metodología contempla utilizar una vez ejecutados los pilotes) es del tipo de *impregnación*. Dicha inyección consiste en una mezcla cementante, o lechada, que rellena los poros del suelo al difundirse desde un tubo debido a la presión de inyección.

El aspecto más importante que concierne a la metodología de la inyección es el de lograr el máximo control posible sobre el flujo de la inyección. Esto es para que la lechada llegue y quede localizada allí donde es requerida sin que escape hacia lugares no deseados, disminuyendo la eficiencia e incrementando los costos innecesariamente, ni que, tampoco, forme "bolsones", con una alta concentración de lechada, que queden virtualmente "flotando" en el seno del suelo natural que permanece sin tratar, es decir, sin impregnarse. Lo anterior sería un defecto en el cual se podría incurrir en las inyecciones de impregnación a emplear en los pilotes de este Nudo Vial de no utilizarse una lechada cementicia apropiada y un medio artificial a inyectar apropiado (celda de precarga constituida por material granular inyectable, es decir, "impregnable").

La característica principal de este sistema de inyección lo constituyen los tubos a manguitos "TAM". Según se muestra en la **Figura 3.9**, el tubo que cuenta con manguitos, regularmente espaciados cada 0.2 m a 1.2 m (según cuál sea el medio a inyectar), se deja perdido en cada perforación y rodeado de una mezcla plástica de cemento-bentonita (conocida como mezcla de cierre). Ésta sella el contacto anular entre tubo y suelo circundante. Los orificios por los cuales sale la inyección están recubiertos por un anillo ó membrana de goma (conocido como manguito). La lechada se inyecta a través de un tubo de inyección, introducido dentro del anterior, que se denomina "lanza" ó "bombilla" de inyección, estando confinado el tramo de inyección por dos obturadores (uno superior y otro inferior  $\equiv$  obturador doble). La lechada así inyectada expande, ó abre el manguito, rompe el sellado de la mezcla de cierre y penetra en el suelo circundante impregnándolo.

En la **Figura 3.10** se puede observar la correcta impregnación de la inyección en los áridos granulares presentes en la celda de precarga. Lo anterior se pudo observar luego de realizado el primer ensayo de inyección.





**Figura 3.9.** Sistema clásico de tubos a manguito (TAM)



**Figura 3.10.** Penetración de la inyección en los áridos de la celda de precarga

Para lograr buenos resultados con este sistema se deben definir y controlar correctamente los siguientes cuatro parámetros:

- **Mortero**
- **Presión**
- **Volumen**
- **Caudal**

A continuación se analizarán y definirán cada una de estas variables:

**Mortero**: De acuerdo al tipo de suelos con el que interactuará la inyección, resulta recomendable la utilización de un mortero a base de cemento. Además, otros aspectos favorables de la lechada de cemento los constituyen su economía frente a otro tipo de morteros (por ejemplo los químicos) y la elevada resistencia que adquieren.

Es importante mencionar que el suelo natural del lugar, donde se alojarán estas celdas de precarga a inyectar, está formado por "Arena fina a media con algo de limo a arena limosa, con presencia de gravillas y gravas, incluso cantos rodados ( $\phi$  ~10cm a ~15cm)" (estrato II), de compacidad media a densa, cuya granulometría permite advertir que este suelo natural no se podrá inyectar utilizando la lechada cementicia propuesta.

Por otro lado, el suelo granular "triturado 6-19", escogido para conformar a las celdas de precarga, sí se podrá inyectar.

En función del medio a inyectar sería óptimo mezclar la lechada de cemento con un pequeño porcentaje de bentonita (~2%, referido al peso del cemento) y otro de plastificante (~1%, referido al peso del cemento). El uso de la bentonita estaría justificado, principalmente, porque el agregado de una pequeña cantidad de la misma posibilita la eliminación de la inestabilidad de la lechada de cemento, además de que mantiene su resistencia final, aumenta su cohesión e impide su temprana y no deseada decantación. En cuanto al uso del plastificante, las ventajas que presenta el mismo son varias, entre las que se pueden mencionar las siguientes: antes del fraguado genera una expansión gaseosa logrando una perfecta colmatación de las cavidades inyectadas; impide la floculación, dispersando las partículas del cemento dentro de la suspensión acuosa, lo cual permite una mayor penetración de la lechada dentro de las cavidades; mejora la trabajabilidad de las mezclas, permitiendo una reducción de agua del orden del 5 al 10%; retarda ligeramente los tiempos de fragüe permitiendo así una inyección a mayor distancia; aumenta la resistencia mecánica de la mezcla endurecida.

Finalmente, la dosificación recomendada para una relación Agua/Cemento (A:C) = 1:1 en cada tanque de 200 litros de capacidad, es la siguiente:

**150 litros agua + 150 kg cemento + 3 kg bentonita + 1,5 kg plastificante**

**Presión de inyección:** El control de la presión de inyección, durante todo el proceso, reviste la mayor importancia. La misma debe medirse, como mínimo, a boca del pilote para no tener en cuenta las pérdidas del tramo del circuito entre bomba y pilote.

Por otro lado, la presión no debería ser excesiva, ya que podría provocar efectos no deseados que empeorarían la situación de trabajo del pilote en el cuál se actúe, como el levantamiento de la superficie del terreno circundante al pilote inyectado, la inducción de movimientos (ascenso) no controlados del pilote cuya celda se inyecta o la generación de socavaciones en zonas blandas ubicadas en distintos sectores del fuste. A tal fin, se recomienda que la que la presión máxima (de corte) a alcanzar, para cada celda, debiera ser de 8 bar:

**PM<sub>ax</sub> = 8 bar**

**Volumen de inyección:** El volumen de lechada para un tratamiento tiene por límite superior a la suma de los volúmenes de poros por llenar y de las pérdidas por caminos preferenciales, producidos durante el proceso de inyección.

Como idea general, para adquirir un orden de magnitud de referencia, el volumen de mortero necesario para impregnar un medio formado por un suelo sin irregularidades notables, como cavidades ó fallas, suele estar entre el 5 y el 35 % del volumen total del medio tratado, estando los casos más frecuentes en torno al 10~15%, aproximadamente.

Para el caso concreto de esta obra, se ensayó el suelo granular que será empleado para el llenado de las celdas de precarga, siendo posible determinar en laboratorio cuál será su densidad aparente, o total, dentro de la cámara, una vez fuere vertido en su interior, dando lugar a los siguientes valores medios por m<sup>3</sup> de celda:

- Peso del suelo seco,  $W_{ss} = 1.49 \text{ t}$
- Volumen total de suelo a inyectar,  $V_t = 1.00 \text{ m}^3$
- Volumen de sólidos de suelo,  $V_s = 0.51 \text{ m}^3$
- Volumen de vacíos a inyectar entre sólidos,  $V_v = 0.49 \text{ m}^3$

Estos parámetros suponen las siguientes relaciones gravimétricas y volumétricas:

- Densidad del suelo seco,  $\gamma_{ss} = 1.49 \text{ Ton/m}^3$

- Relación de vacíos,  $e = 0.961$
- Índice de poros,  $n = 49 \%$

En base a lo anterior, se puede determinar que por cada  $1 \text{ m}^3$  de celda de precarga a inyectar hará falta un volumen de lechada cementicia igual a 490 litros. Entonces, para un pilote tipo de  $\phi = 1.5\text{m}$ , con un área de fuste  $\Omega = 1.77 \text{ m}^2$  y una altura de cámara  $h = 0,3\text{m}$ , corresponderá un volumen de cámara  $V_c = 0,53 \text{ m}^3$  que demandará un mínimo de 260 litros de lechada cementicia que, sumado a las pérdidas, permite estimar un volumen de lechada cementicia del orden de  $V_L = 300$  a  $350$  litros/celda.

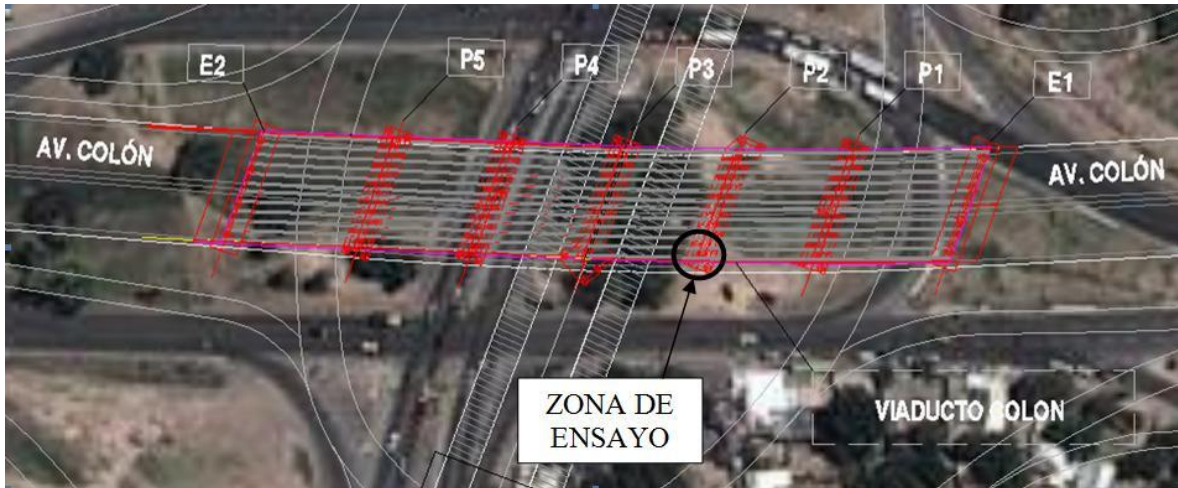
**Caudal de inyección:** Lo ideal sería contar con un caudalímetro a la salida de la bomba, permitiendo incorporar las lecturas de caudales en el parte de inyección que se propone. Asimismo se podría establecer un caudal de inyección que, como mínimo, sea de unos 5 litros/minuto y que nunca supere los 10 litros/minuto, manejando conjuntamente esta variable con la presión y la admisión.

### **3.7. Prueba de carga estática**

Como se ha adelantado, en la zona de emplazamiento del viaducto sobre la Av. Colón, se ha realizado la prueba de carga estática, teniendo la misma por objeto determinar los siguientes aspectos del comportamiento axial de los pilotes:

1. Determinar la capacidad última de carga (a nivel de presiones de contacto en la punta del pilote) o carga de fluencia del pilote de prueba, a través de correlaciones teóricas y los datos experimentales obtenidos con el ensayo de carga estática, y extrapolar los resultados al pilote del proyecto, con el objeto de determinar la capacidad de carga del pilote bajo cargas de servicio.
2. Determinar la rigidez axial del pilote de prueba para cargas estáticas, y extrapolar los resultados al pilote del proyecto, con el objeto de estimar las deformaciones esperables en el pilote de proyecto bajo cargas de servicio. Teniendo en consideración que para los pilotes del proyecto se ha previsto una condición de trabajo con un componente de punta dominante, interesa especialmente identificar las relaciones presión – asentamiento para esta parte de la resistencia total.

En relación con la zona de localización de los ensayos, la misma se muestra esquematizada en la **Figura 3.11**.



**Figura 3.11.** Localización de la zona de ensayo en la obra

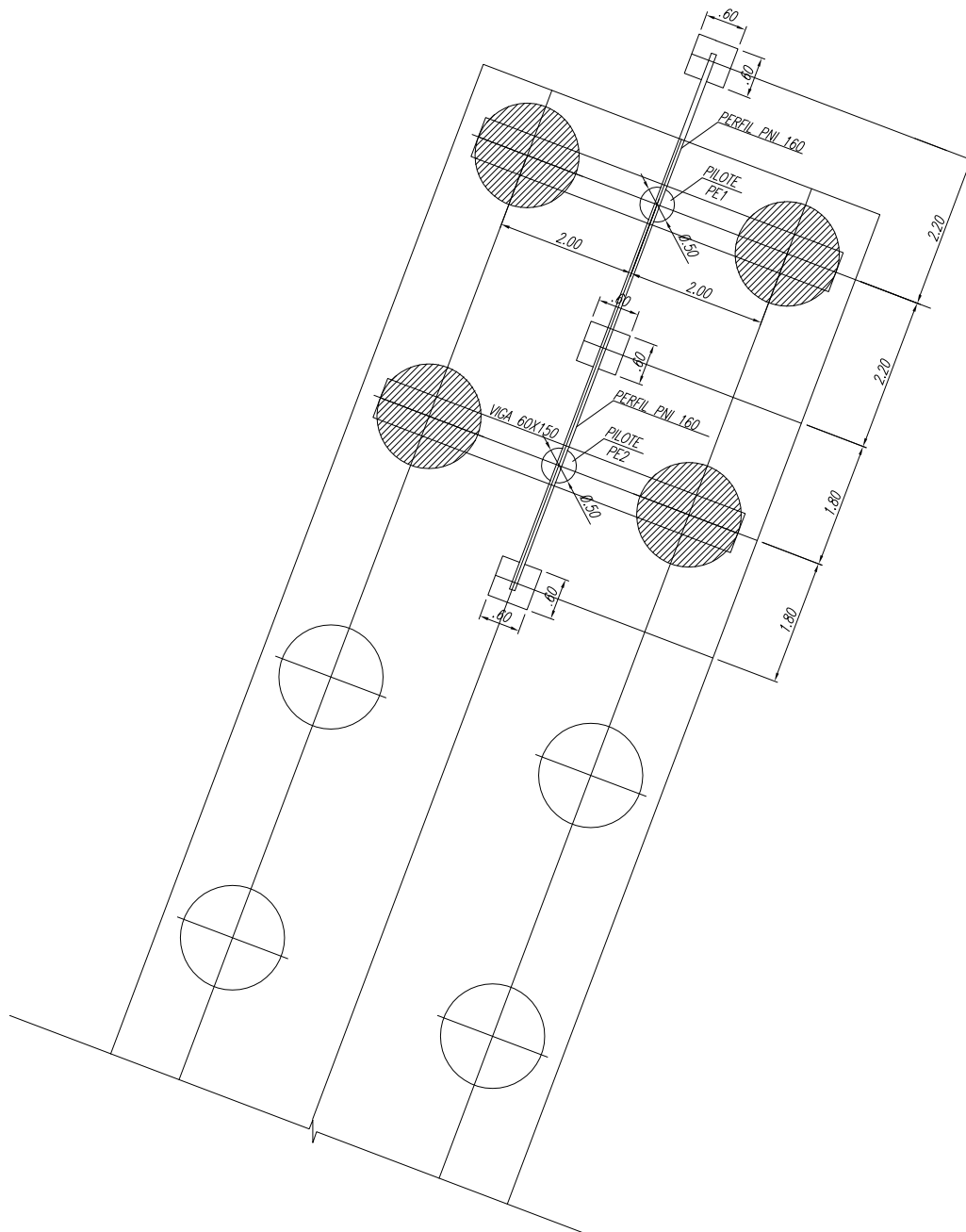
### 3.7.1. Componentes del sistema de ensayo

Los trabajos realizados han comprendido el ensayo de un total de dos pilotes de prueba de 0,50 m de diámetro en la punta del elemento. Como elementos de reacción se han utilizado cuatro pilotes de 1,50 m de diámetro, los cuales forman parte de la fundación propuesta para la pila P2, según se verá en el capítulo siguiente. A su vez, forman parte del ensayo una viga de reacción y, por supuesto, el sistema de carga y medición.

En relación con el sistema de **pilotes de ensayo**, los mismos tienen una longitud total de 6,50 metros, comprendidos entre las cotas 458,00 y 451,50, del sistema de referencia de la obra. La cota de apoyo de la punta del pilote ha sido establecida según los resultados de los estudios de suelo previamente ejecutados, de forma tal de garantizar que la misma se ubique afectando las arenas limosas definidas en el perfil geotécnico. En el caso de los pilotes de reacción, la cota de apoyo dispuesta es la misma.

La cabeza de los pilotes de ensayo se ha dispuesto en la cota 458,00, a fin de permitir la ubicación del sistema de carga y medición, y de la viga de reacción, finalmente apoyada sobre la cabeza de los pilotes de reacción, en cota 459,00.

En la **Figura 3.12** se observa en planta la disposición de los elementos componentes del ensayo.



**Figura 3.12.** Planta de ensayo de prueba de carga

Las características particulares de los pilotes de ensayo se comentan a continuación:

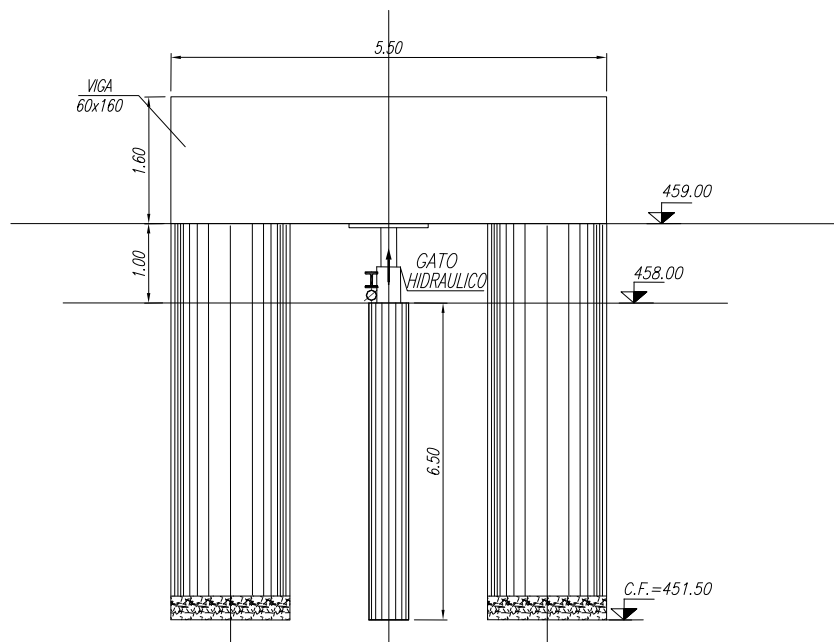
**Pilote de prueba PE1:** Pilote de 0,50 m de diámetro en la punta, de hormigón H-21, sin celda de precarga en la punta, de 6,50 m de longitud total entre las cotas 458,00 a 451,50.

A fin de minimizar la resistencia desarrollada a lo largo del fuste del pilote, el mismo ha sido materializado siguiendo la siguiente secuencia:

Excavado hasta una profundidad de 5,00 metros, respecto del plano de ensayo, con un diámetro de 0,70 metros.

- Introducción de una camisa metálica de 0,60 metros de diámetro, clavada en el fondo de la excavación.
- Relleno del espacio anular de este sector de pilote con una mezcla de suelos y arenas, a fin de mejorar el confinamiento local de la camisa, con una baja resistencia por el fuste.
- Excavado del tramo final de pilote, de 1,50 metros de longitud, colocando el equipo de perforación en el interior de la camisa.
- Instalación de la armadura del pilote, y hormigonado del interior del mismo.

En la **Figura 3.13** se observa en corte el pilote de prueba PE1.

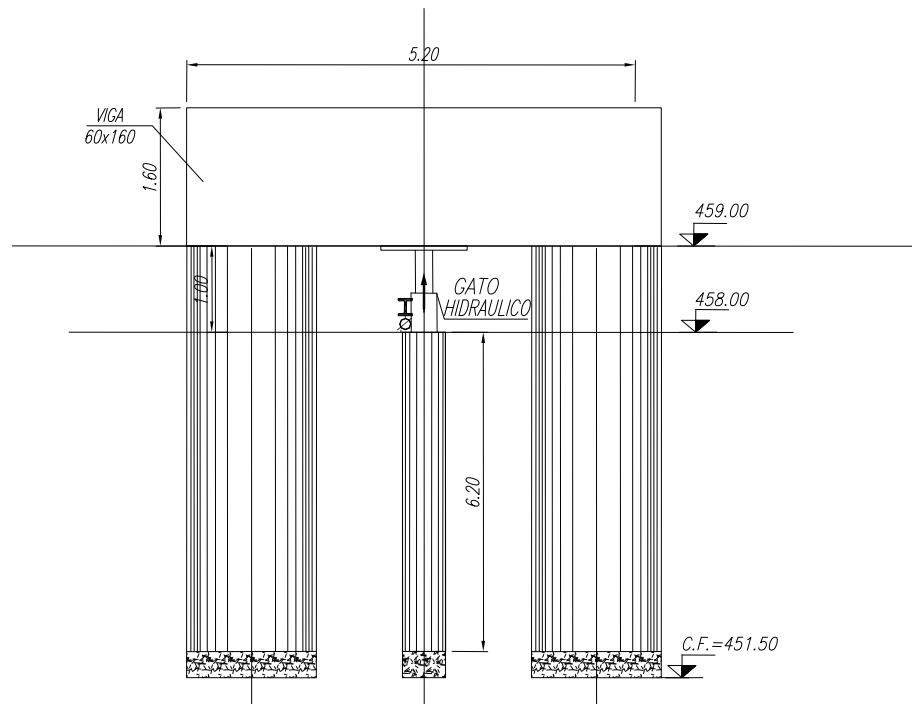


**Figura 3.13.** Corte en pilote de prueba PE1 del ensayo

**Pilote de prueba PE2:** Pilote de 0,50 m de diámetro, de hormigón H-21, con celda de precarga en la punta, de 6,50 m de longitud total entre las cotas 458,00 a 451,50. La secuencia de construcción de este elemento es similar a la empleada en el caso anterior, con las siguientes salvedades:

- En el relleno del espacio anular entre la camisa el terreno perforado se ha empleado una mezcla de suelo, arena y cemento, a fin de mejorar las condiciones de "cierre" de este espacio, teniendo en consideración a que con posterioridad al hormigonado del pilote se procede a la inyección de precarga en la punta. Con este tipo de relleno, se procura minimizar la posibilidad de ascenso de la lechada a través del espacio anular sobreexcavado.
- Cuando se baja la armadura, la misma tiene en la punta la correspondiente celda de precarga.
- Con posterioridad al hormigonado del pilote, y luego de tres días de realizada esta tarea, se ha procedido a la inyección de la celda de precarga. Para esta inyección se ha empleado una mezcla con las siguientes características:
  - Relación agua – cemento = 1
  - Contenido de bentonita 0,5 Kg bentonita / 50Kg Cemento
  - Contenido de aditivo expansivo 0.5 Kg Aditivo / 50Kg Cemento

En la **Figura 3.14** se observa en corte el pilote de prueba PE2.



**Figura 3.14.** Corte en pilote de prueba PE2 del ensayo



Para cada uno de los ensayos, se ha utilizado una **viga de reacción** de hormigón armado, anclada mediante un conjunto de barras de acero de los dos pilotes de reacción correspondiente a la fundación proyectada para la pila P2.

La resistencia mínima del hormigón de la viga de reacción requerida para la ejecución del ensayo ha sido fijada en  $150 \text{ kg/cm}^2$ , la cual se estima alcanzada a los 3 días de hormigonada la pieza.

En las **Figura 3.15** y **Figura 3.16** se presentan fotografías en donde se pueden observar los componentes del ensayo de carga.



**Figura 3.15.** Vista del ensayo en pilote PE1



*Figura 3.16. Vista de cabezales de pilotes de ensayo PE1 y PE2.*

### 3.7.2. Sistema de carga y mediciones

La secuencia de ensayo se ha basado en realizar inicialmente la carga estática del pilote PE1 (sin celda de precarga) y en segundo término la prueba de carga estática para el pilote PE2 (con celda de precarga).

Para ambos casos, la secuencia de carga aplicada ha procurado alcanzar niveles de sollicitación próximos a la capacidad geotécnica máxima del pilote, pudiendo visualizar adecuadamente la relación no lineal en la curva carga-asentamiento. Con posterioridad al ciclo de carga se ha realizado la medición de las deformaciones remanentes en el proceso de descarga.

Respecto de los criterios seguidos para el desarrollo del ensayo los mismos han tenido en consideración lo siguiente:

- **Aplicación de carga y descarga.** La carga se ha realizado, mayormente, a intervalos de 10 tn. En los niveles iniciales, y en función del comportamiento lineal esperado, las cargas aplicadas han superado el valor antes indicado. En la secuencia de descarga se ha aplicado el criterio de reducción de la misma en dos o tres escalones tomando lectura de desplazamiento una vez alcanzada la carga parcial o en la descarga completa.
- **Medición de asentamientos.** La medición de los desplazamientos se ha realizado a través del empleo de un par de flexímetros, con una carrera total de 50 mm, y con

capacidad de lectura a la centésima de milímetro. Los flexímetros se han dispuesto sobre el diámetro del pilote coincidente con el eje de la viga de reacción.

- **Criterio de incremento de carga.** Se ha aplicado un criterio de medición basado en la lectura del flexímetros de asentamiento y el control de la velocidad de desarrollo de la misma. Para esto se han tomado lectura al inicio de cada salto de carga, y luego con intervalos de 5 minutos, y en un mínimo de 10 minutos por salto de carga.

De esta forma, se procura que la carga aplicada y el proceso de transferencia entre el pilote y el suelo (tanto alrededor del fuste como en la punta) se desarrollen en una proporción importante.

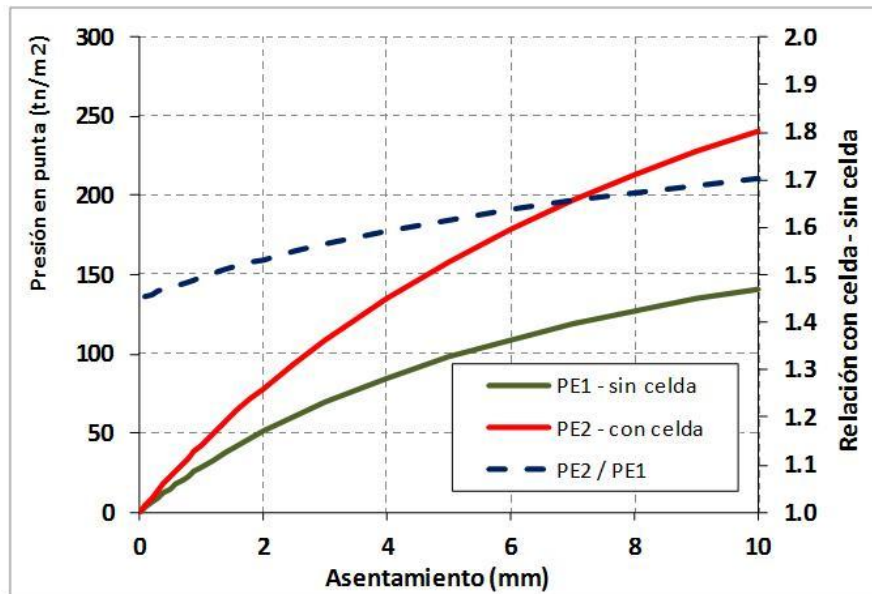
A partir de la lectura de los 10 minutos, el salto de carga siguiente se aplica si la velocidad de incremento del asentamiento es inferior a 1mm/10minutos. En los niveles de carga superior, y para condiciones de sollicitación próximas a la máxima capacidad del pilote, este criterio ha sido relajado en función de la dificultad para sostener la carga aplicada.

### 3.7.3. Conclusiones de la prueba de carga

- A través de los ensayos de carga estática sobre pilotes realizados, se ha verificado la diferencia de comportamiento de estos elementos en función de la ejecución de inyecciones de precarga en la punta.
- Las deducciones de presiones aplicadas en la punta del pilote derivan en relaciones de rigideces sensiblemente diferentes, según que la punta del pilote haya sido tratada o no. Para asentamientos superiores a 1.5 mm, esta relación de presiones, entre el caso con inyección (pilote PE2) y aquel sin inyección (PE1) muestra valores superiores a 1,50.
- A nivel de las presiones de rotura en el suelo de apoyo del pilote, se aprecia que los valores son del orden de 250 t/m<sup>2</sup> en el caso del pilote sin inyección (PE1) y 500 t/m<sup>2</sup> en el caso del pilote con inyección (PE2). Aplicando factores de seguridad del orden de 3, las "tensiones admisibles" se establecen en 83 tn/m<sup>2</sup> y 165 tn/m<sup>2</sup>, respectivamente. Estos valores se encuentran por encima de los recomendados en el estudio de suelos utilizados en la evaluación de alternativas (Capítulo 4). Si bien es posible aplicar valores superiores a los recomendados, se consideró que los mismos

resultan aceptables a fin de contemplar efectos de deterioro de la interacción suelo – pilote que no hayan podido ser considerados en este ensayo. Al mismo tiempo, la utilización de los valores indicados en los estudios geotécnicos permiten considerar que los asentamientos esperados se encuentran suficientemente restringidos, implicando valores de entre 2 y 4 mm.

En la **Figura 3.17** se observan las diferencias de rigidez entre el pilote con celda de precarga y aquel sin la misma.



**Figura 3.17.** Curvas presión – asentamiento y relaciones de curvas de presión.

## CAPÍTULO 4

***Predimensionado y evaluación de alternativas*****4.1. Alternativas para la fundación de los estribos de los Puentes de Circunvalación**

Con motivo de realizar una primera aproximación a la configuración de los estribos, teniendo en cuenta características de puentes similares, se propuso estribos de cuatro columnas de 1.20 m de diámetro y se realizó un análisis de carga aproximado considerando tres escenarios de carga:

**Escenario 1:** Cargas normales (peso propio, cargas permanentes y 50% de la sobrecarga móvil).

**Escenario 2:** Cargas inusuales o poco frecuentes (peso propio, cargas permanentes y 100% de la sobrecarga móvil)

**Escenario 3:** Cargas extremas (peso propio, cargas permanentes, 50% de la sobrecarga y sismo).

En los anteriores escenarios se prescindió del peso propio de los pilotes, ya que el mismo varía según las distintas alternativas de diámetros que se planteen.

Los valores arrojados por dicho análisis de carga se muestran en la **Tabla 8**.

Estados de carga	Circunvalación [t]	Pila 1 Viaducto [t]	Estribo Viaducto aprox [t]
Cargas Normales (50 % Sobrecarga)	661	991	850
Cargas poco frecuentes (100 % Sobrecarga)	767	1118	944
Carga Extrema (Sismo)	793	1123	982

**Tabla 8.** Cargas Verticales totales sin incluir pilotes

Posteriormente se plantearon dos grupos de alternativas: en el primero se incluyó la precarga de los pilotes, mientras que en el segundo no. La precarga supone un incremento del 50 % de la capacidad de punta del pilote, según se mostró en el capítulo anterior.

En las siguientes tablas se visualizan las distintas alternativas de pilotes, evaluadas para cada escenario de carga y la obtención de la cantidad de pilotes necesarios para cada una de ellas como resultado de relacionar la capacidad de carga neta desarrollada por un pilote con la carga última que llega al mismo.

Es importante destacar que, para la obtención de la capacidad de punta, se usaron distintos factores de seguridad dependiendo del escenario de carga que se analice. De esta manera, para el escenario de carga 1, o escenario de carga normal, el factor de seguridad toma un valor  $FS = 3$ ; para el escenario de carga 2, o escenario de cargas inusuales,  $FS = 2.5$  y, por último, para el escenario de carga 3, o escenario de cargas extremas,  $FS = 2$ .

En las **Tablas 9 a 14** se muestran alternativas en las que se incluye la precarga de los pilotes. Las tres primeras tablas corresponden a la fundación del estribo Sur de los puentes de Circunvalación, mientras que las tres últimas hacen lo propio a la fundación del estribo Norte.

Diám. [m]	L [m]	Capacidad Friccional											Capacidad Carga		
		Capacidad punta		Estrato 1a			Estrato 1b			Estrato 2			Total [t]	Neta [t]	Cant. Pilotes
		$q_p$ [t/m <sup>2</sup> ]	$Q_p$ [t]	$q_{f1a}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_{1a}$ [m]	$Q_{f1a}$ [t]	$q_{f1b}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_{1b}$ [m]	$Q_{f1b}$ [t]	$q_{f2}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_2$ [m]	$Q_{f2}$ [t]			
1.0	11	75	59	0	3	0	2.5	7	55	3.5	1	11	125	103	6.4
1.2	11	75	85	0	3	0	2.5	7	66	3.5	1	13	164	133	5.0
1.4	11	75	115	0	3	0	2.5	7	77	3.5	1	15	208	165	4.0

**Tabla 9.** Alternativas de pilotes con precarga bajo escenario de carga normal.  
Estribo lado Sur

Diám. [m]	L [m]	Capacidad Friccional											Capacidad Carga		Cant. Pilotes
		Capacidad punta		Estrato 1a			Estrato 1b			Estrato 2			Total [t]	Neta [t]	
		$q_p$ [t/m <sup>2</sup> ]	$Q_p$ [t]	$q_{f1a}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_{1a}$ [m]	$Q_{f1a}$ [t]	$q_{f1b}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_{1b}$ [m]	$Q_{f1b}$ [t]	$q_{f2}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_2$ [m]	$Q_{f2}$ [t]			
1.0	13	90	71	0	3	0	3	7	66	4.2	3	40	176	151	5.1
1.2	13	90	102	0	3	0	3	7	79	4.2	3	48	228	192	4.0
1.3	13	90	119	0	3	0	3	7	86	4.2	3	51	257	214	3.6

**Tabla 10.** Alternativas de pilotes con precarga bajo escenario de carga inusual.  
Estribo lado Sur

Diám. [m]	L [m]	Capacidad Friccional											Capacidad Carga		Cant. Pilotes
		Capacidad punta		Estrato 1a			Estrato 1b			Estrato 2			Total [t]	Neta [t]	
		$q_p$ [t/m <sup>2</sup> ]	$Q_p$ [t]	$q_{f1a}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_{1a}$ [m]	$Q_{f1a}$ [t]	$q_{f1b}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_{1b}$ [m]	$Q_{f1b}$ [t]	$q_{f2}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_2$ [m]	$Q_{f2}$ [t]			
1.0	13	112.5	88	0	3	0	3.8	7	82	5.3	3	49	220	195	4.1
1.2	13	112.5	127	0	3	0	3.8	7	99	5.3	3	59	286	249	3.2
1.3	13	112.5	149	0	3	0	3.8	7	107	5.3	3	64	321	278	2.9

**Tabla 11.** Alternativas de pilotes con precarga bajo escenario de carga extrema.  
Estribo lado Sur

Diám. [m]	L [m]	Capacidad Friccional											Capacidad Carga		Cant. Pilotes
		Capacidad punta		Estrato 1a			Estrato 1b			Estrato 2			Total [t]	Neta [t]	
		$q_p$ [t/m <sup>2</sup> ]	$Q_p$ [t]	$q_{f1a}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_{1a}$ [m]	$Q_{f1a}$ [t]	$q_{f1b}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_{1b}$ [m]	$Q_{f1b}$ [t]	$q_{f2}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_2$ [m]	$Q_{f2}$ [t]			
1.0	12	82.5	65	0	3	0	2.5	7	55	3.5	2	22	142	118	5.6
1.2	12	82.5	93	0	3	0	2.5	7	66	3.5	2	26	186	152	4.4
1.3	12	82.5	110	0	3	0	2.5	7	71	3.5	2	29	210	170	3.9

**Tabla 12.** Alternativas de pilotes con precarga bajo escenario de carga normal.  
Estribo lado Norte

Diám.	L	Capacidad Friccional											Capacidad Carga		Cant.	
		Capacidad punta		Estrato 1a			Estrato 1b			Estrato 2			Total	Neta		Pilotes
		$q_p$ [t/m <sup>2</sup> ]	$Q_p$ [t]	$q_{f1a}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_{1a}$ [m]	$Q_{f1a}$ [t]	$q_{f1b}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_{1b}$ [m]	$Q_{f1b}$ [t]	$q_{f2}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_2$ [m]	$Q_{f2}$ [t]				
1.0	12	99	78	0	3	0	3	7	66	4.2	2	26	170	147	5.2	
1.2	12	99	112	0	3	0	3	7	79	4.2	2	32	223	189	4.1	
1.3	12	99	131	0	3	0	3	7	86	4.2	2	34	251	212	3.6	

**Tabla 13.** Alternativas de pilotes con precarga bajo escenario de carga inusual.  
Estribo lado Norte

Diám.	L	Capacidad Friccional											Capacidad Carga		Cant.	
		Capacidad punta		Estrato 1a			Estrato 1b			Estrato 2			Total	Neta		Pilotes
		$q_p$ [t/m <sup>2</sup> ]	$Q_p$ [t]	$q_{f1a}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_{1a}$ [m]	$Q_{f1a}$ [t]	$q_{f1b}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_{1b}$ [m]	$Q_{f1b}$ [t]	$q_{f2}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_2$ [m]	$Q_{f2}$ [t]				
1.0	12	123.8	97	0	3	0	3.8	7	82	5.3	2	33	213	189	4.2	
1.2	12	123.8	140	0	3	0	3.8	7	99	5.3	2	40	279	245	3.2	
1.3	12	123.8	164	0	3	0	3.8	7	107	5.3	2	43	314	275	2.9	

**Tabla 14.** Alternativas de pilotes con precarga bajo escenario de carga extrema.  
Estribo lado Norte

A continuación, en las **Tablas 15 a 20** se muestran alternativas en las que **no se incluye la precarga** de los pilotes. Las tres primeras tablas corresponden a la fundación del estribo Sur de los puentes de Circunvalación, mientras que las tres últimas hacen lo propio a la fundación del estribo Norte.

Diám.	L	Capacidad Friccional											Capacidad Carga		Cant.	
		Capacidad punta		Estrato 1a			Estrato 1b			Estrato 2			Total	Neta		Pilotes
		$q_p$ [t/m <sup>2</sup> ]	$Q_p$ [t]	$q_{f1a}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_{1a}$ [m]	$Q_{f1a}$ [t]	$q_{f1b}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_{1b}$ [m]	$Q_{f1b}$ [t]	$q_{f2}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_2$ [m]	$Q_{f2}$ [t]				
1.0	11	50	39	0	3	0	2.5	6	47	3.5	2	22	108	87	7.6	
1.2	11	50	57	0	3	0	2.5	6	57	3.5	2	26	139	108	6.1	
1.5	11	50	88	0	3	0	2.5	6	71	3.5	2	33	192	143	4.6	

**Tabla 15.** Alternativas de pilotes sin precarga bajo escenario de carga normal.  
Estribo lado Sur



Diám. [m]	L [m]	Capacidad Friccional											Capacidad Carga		Cant. Pilotes
		Capacidad punta		Estrato 1a			Estrato 1b			Estrato 2			Total [t]	Neta [t]	
		$q_p$ [t/m <sup>2</sup> ]	$Q_p$ [t]	$q_{f1a}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_{1a}$ [m]	$Q_{f1a}$ [t]	$q_{f1b}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_{1b}$ [m]	$Q_{f1b}$ [t]	$q_{f2}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_2$ [m]	$Q_{f2}$ [t]			
1.0	13	60	47	0	3	0	3	7	66	4.2	3	40	153	127	6.0
1.2	13	60	68	0	3	0	3	7	79	4.2	3	48	195	158	4.9
1.5	13	60	106	0	3	0	3	7	99	4.2	3	59	264	207	3.7

**Tabla 16.** Alternativas de pilotes sin precarga bajo escenario de carga inusual.  
Estribo lado Sur

Diám. [m]	L [m]	Capacidad Friccional											Capacidad Carga		Cant. Pilotes
		Capacidad punta		Estrato 1a			Estrato 1b			Estrato 2			Total [t]	Neta [t]	
		$q_p$ [t/m <sup>2</sup> ]	$Q_p$ [t]	$q_{f1a}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_{1a}$ [m]	$Q_{f1a}$ [t]	$q_{f1b}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_{1b}$ [m]	$Q_{f1b}$ [t]	$q_{f2}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_2$ [m]	$Q_{f2}$ [t]			
1.0	13	75	59	0	3	0	3.8	7	82	5.3	3	49	191	165	4.8
1.2	13	75	85	0	3	0	3.8	7	99	5.3	3	59	243	206	3.8
1.5	13	75	133	0	3	0	3.8	7	124	5.3	3	74	330	273	2.9

**Tabla 17.** Alternativas de pilotes sin precarga bajo escenario de carga extrema.  
Estribo lado Sur

Diám. [m]	L [m]	Capacidad Friccional											Capacidad Carga		Cant. Pilotes
		Capacidad punta		Estrato 1a			Estrato 1b			Estrato 2			Total [t]	Neta [t]	
		$q_p$ [t/m <sup>2</sup> ]	$Q_p$ [t]	$q_{f1a}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_{1a}$ [m]	$Q_{f1a}$ [t]	$q_{f1b}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_{1b}$ [m]	$Q_{f1b}$ [t]	$q_{f2}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_2$ [m]	$Q_{f2}$ [t]			
1.0	12	55	43	0	3	0	2.5	7	55	3.5	2	22	120	97	6.8
1.2	12	55	62	0	3	0	2.5	7	66	3.5	2	26	155	121	5.5
1.5	12	55	97	0	3	0	2.5	7	82	3.5	2	33	213	160	4.1

**Tabla 18.** Alternativas de pilotes sin precarga bajo escenario de carga normal.  
Estribo lado Norte

Diám. [m]	L [m]	Capacidad Friccional											Capacidad Carga		Cant. Pilotes
		Capacidad punta		Estrato 1a			Estrato 1b			Estrato 2			Total	Neta	
		$q_p$ [t/m <sup>2</sup> ]	$Q_p$ [t]	$q_{f1a}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_{1a}$ [m]	$Q_{f1a}$ [t]	$q_{f1b}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_{1b}$ [m]	$Q_{f1b}$ [t]	$q_{f2}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_2$ [m]	$Q_{f2}$ [t]	[t]	[t]	
1.0	12	66	52	0	3	0	3	7	66	4.2	2	26	144	121	6.4
1.2	12	66	75	0	3	0	3	7	79	4.2	2	32	185	152	5.1
1.5	12	66	117	0	3	0	3	7	99	4.2	2	40	255	202	3.8

**Tabla 19.** Alternativas de pilotes sin precarga bajo escenario de carga inusual. Estribo lado Norte

Diám. [m]	L [m]	Capacidad Friccional											Capacidad Carga		Cant. Pilotes
		Capacidad punta		Estrato 1a			Estrato 1b			Estrato 2			Total	Neta	
		$q_p$ [t/m <sup>2</sup> ]	$Q_p$ [t]	$q_{f1a}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_{1a}$ [m]	$Q_{f1a}$ [t]	$q_{f1b}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_{1b}$ [m]	$Q_{f1b}$ [t]	$q_{f2}$ [t/m <sup>2</sup> ]	$L_2$ [m]	$Q_{f2}$ [t]	[t]	[t]	
1.0	12	82.5	65	0	3	0	3.8	7	82	5.3	2	33	180	157	5.1
1.2	12	82.5	93	0	3	0	3.8	7	99	5.3	2	40	232	198	4.0
1.5	12	82.5	146	0	3	0	3.8	7	124	5.3	2	49	319	266	3.0

**Tabla 20.** Alternativas de pilotes sin precarga bajo escenario de carga extrema. Estribo lado Norte

A continuación, en la **Tabla 21**, se observan en forma resumida las distintas alternativas planteadas para los estribos de los puentes de Circunvalación.

	Diám.	ESTRIBO LADO SUR		ESTRIBO LADO NORTE	
		Cant. de pilotes con precarga	Cant. de pilotes sin precarga	Cant. de pilotes con precarga	Cant. de pilotes sin precarga
<b>Cargas Normales</b>	1.0	6.4	7.6	5.6	6.8
	1.2	5.0	6.1	4.4	5.5
	1.3	-	-	3.9	-
	1.4	4.0	-	-	-
	1.5	-	4.6	-	4.1
<b>Cargas Inusuales</b>	1.0	5.1	6.0	5.2	6.4
	1.2	4.0	4.9	4.1	5.1
	1.3	3.6	-	3.6	-
	1.5	-	3.7	-	3.8
<b>Cargas extremas</b>	1.0	4.1	4.8	4.2	5.1
	1.2	3.2	3.8	3.2	4.0
	1.3	2.9	-	2.9	-
	1.5	-	2.9	-	3.0

**Tabla 21.** Resumen de alternativas para estribos de puentes de Circunvalación

Como resultado de la comparación entre las alternativas para los estribos, se puede deducir que, con la realización de la precarga de los pilotes, con una cantidad total de cuatro pilotes de 1.40 m de diámetro se llegaría a la capacidad de carga necesaria para soportar las solicitaciones resultantes de los tres escenarios de cargas planteados.

Si no se realizara la precarga de los pilotes, el diámetro de los pilotes debería incrementarse significativamente ó, alternativamente, se necesitaría una mayor cantidad de pilotes. Lo anterior trae aparejado mayores costos constructivos – mano de obra, excavación, volumen de hormigón a colocar, etc. – que, comparados con los costos consecuentes de la realización de la precarga de cada pilote, a priori hacen favorable la realización de dicha precarga.

Luego de realizar los modelos numéricos computacionales que contemplan una cuantificación de las cargas y un análisis estructural más preciso y complejo – los que se describirán en el capítulo siguiente –, se ha decidido que los estribos de los puentes de Circunvalación tengan una fundación indirecta materializada por cuatro pilotes de 1.50 m de diámetro.

## 4.2. Alternativas para la fundación de la infraestructura del viaducto

Para la determinación de la fundación de las pilas y estribos del viaducto se procedió de manera similar a lo descrito en el punto anterior. Se propusieron cuatro columnas de 1.50 m de diámetro y se realizó la determinación de las cargas que llegan a los pilotes considerando los mismos escenarios de carga que los analizados para los estribos de los puentes de Circunvalación.

Como el análisis de las alternativas es idéntico al realizado en el punto anterior, se van a obviar las tablas que muestran la determinación del número de pilotes necesario para cada alternativa y escenario de carga y, pretendiendo otorgarle mayor claridad al presente informe, se presentarán las siguientes tablas comparativas (**Tabla 22 y Tabla 23**) que contienen la información de manera más concisa.

	Diám.	PILAS P1 - P2 - P3		PILAS P4 - P5	
		Cant. de pilotes con precarga	Cant. de pilotes sin precarga	Cant. de pilotes con precarga	Cant. de pilotes sin precarga
Cargas Normales	1.3	13.9	22.7	11.7	19.1
	1.5	11.1	18.6	9.3	15.6
	1.8	8.3	14.4	7.0	12.0
	2.0	7.0	12.3	5.9	10.3
Cargas Inusuales	1.3	13.4	21.7	10.2	16.0
	1.5	10.7	17.6	8.2	13.1
	1.8	7.9	13.4	6.1	10.1
	2.0	6.6	11.4	5.2	8.6
Cargas extremas	1.3	10.9	14.1	7.9	10.5
	1.5	8.2	11.4	6.3	8.5
	1.8	6.1	8.6	4.7	6.5
	2.0	5.1	7.3	4.0	5.6

**Tabla 22.** Alternativas de pilotes para las pilas del Viaducto

	Diám.	ESTRIBOS E1 - E2	
		Cant. de pilotes con precarga	Cant. de pilotes sin precarga
Cargas Normales	1.3	6.0	9.9
	1.5	4.8	8.0
	1.8	3.6	6.0
Cargas Inusuales	1.3	5.3	8.6
	1.5	4.2	6.9
	1.8	3.2	5.2
Cargas extremas	1.3	4.3	6.8
	1.5	3.3	5.4
	1.8	2.5	4.1

**Tabla 23.** Alternativas de pilotes para los estribos del Viaducto

Como se puede observar, la cantidad de pilotes necesaria para la fundación de las pilas se reduce significativamente con la realización de la precarga de los mismos.

En una primera aproximación, se procedió a la modelación numérica computacional de cada una de las pilas con una configuración de dieciséis (16) pilotes de 1.3 m de diámetro, equidistantes de las columnas.

Luego, al ajustar la cuantificación de las cargas y al obtenerse con mayor precisión las solicitaciones de los pilotes más desfavorables, se observó que en algunos de los pilotes se superaba la capacidad geotécnica, por lo que se cambió el diámetro a 1.5 m y la ubicación de los pilotes, quedando uniformemente distribuidos con una separación de 4.00 m entre ejes de pilotes.

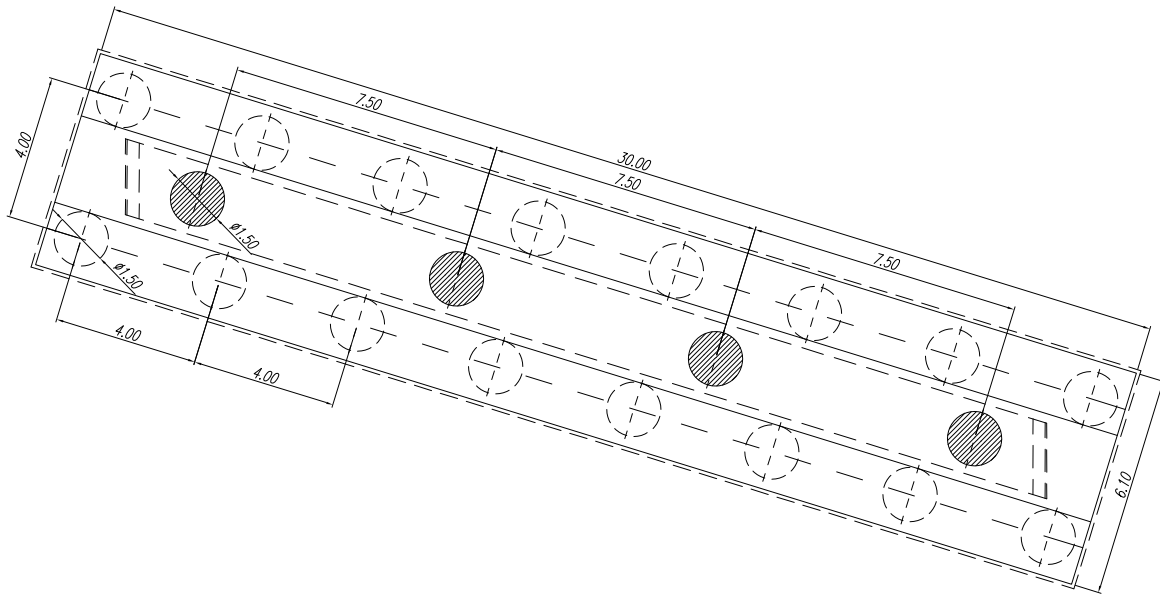
Para los estribos del Viaducto se tomó como primera aproximación una fundación indirecta materializada por cuatro pilotes de 1.8 m de diámetro, considerando la ejecución de la precarga de éstos.

Al igual que en los otros apoyos, luego de realizar una análisis más preciso de las cargas se decidió aumentar significativamente el diámetro de los pilotes a 2.5 m.

Posteriormente, como la longitud de los pilotes no resultó confiable para el desarrollo de la resistencia lateral por fuste, adicionándole la finalidad de resistir los empujes laterales, se cambió la tipología a una fundación directa, materializada por una base de 30 m de longitud y 6 m de ancho. Dicha base ha sido proyectada con cierta excentricidad para incrementar la sumatoria de los momentos estabilizantes y de esta manera proporcionarle mayor seguridad en la evaluación al vuelco.

### 4.3. Evaluación del Efecto de Grupo

Como se mencionó anteriormente, para las pilas del viaducto se necesitó disponer de una cantidad total de dieciséis (16) pilotes, formando de esta manera un grupo de pilotes vinculados superiormente con las columnas por un cabezal, tal como se muestra en la **Figura 4.1** para una de las pilas.



**Figura 4.1.** Planta del cabezal de una de las pilas del viaducto.

Cuando los pilotes se colocan cerca uno de otro, una hipótesis razonable es que los esfuerzos transmitidos por los pilotes al suelo se traslapan, reduciéndose así la capacidad de carga de los mismos. Es por esta situación que, idealmente, los pilotes en grupo deben espaciarse de manera que la capacidad de carga del grupo no sea menor que la suma de sus capacidades individuales, evitando de esta manera una falla de bloque.

La eficiencia de la capacidad de carga de un grupo de pilotes se define como:

$$\eta = \frac{Q_{\text{grupo}}}{\sum Q_{\text{ind}}}$$

donde  $Q_{\text{grupo}}$  es la capacidad de carga última del grupo de pilotes y  $Q_{\text{ind}}$  es la capacidad de carga última de cada pilote sin el efecto del grupo.

Para **suelos no cohesivos**, como lo es aquel en el que apoyan los pilotes, la *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2005)*, recomienda lo siguiente:

$\eta = 0.65$  para un espaciamiento entre ejes de pilotes de 2.5 veces el diámetro de los mismos.

$\eta = 1.0$  para un espaciamiento mayor o igual a 4 veces el diámetro.

Para valores de espaciamiento intermedios, propone realizar una interpolación lineal.

Según se observa en la **Figura 4.1**, el espaciamiento entre los pilotes es de 4 m, con lo que la relación espaciamiento/diámetro es 2.67. Interpolando, se debería utilizar  $\eta = 0.69$  según lineamientos de la AASHTO.

Sin embargo, la *Federal Highway Administration* [7] reconoce que los anteriores valores propuestos resultan conservadores para pilotes excavados en suelos no cohesivos, en circunstancias en que la punta de los pilotes esté en firme contacto con el suelo y contribuya significativamente a la capacidad de carga, tal como es el caso en cuestión.

Por otro lado, Das [2], en base a observaciones experimentales del comportamiento de grupos de pilotes en arena, recomienda utilizar una eficiencia de 0.67 a 0.75 para separaciones convencionales de aproximadamente 3 veces el diámetro del pilote.

Para el caso de **suelos cohesivos**, es comúnmente utilizada la ecuación de *Converse-Labarre* en la determinación de la eficiencia del grupo [2]:

$$\eta = 1 - \left[ \frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90n_1n_2} \right] \theta$$

donde  $\theta$  (grados) =  $\tan^{-1}(\phi/s)$

siendo  $\phi$  el diámetro de los pilotes,  $s$  la separación entre ellos y  $n_1$  y  $n_2$  la cantidad de filas y columnas de la disposición de los pilotes, respectivamente.

Reemplazando por los correspondientes valores se llega a  $\eta = 0.69$

Debido a que aproximadamente el 82% de la resistencia es aportada por la capacidad de punta, se decidió considerar el factor de eficiencia de grupo correspondiente al suelo de apoyo. Siguiendo las recomendaciones anteriormente expuestas, se tomó  $\eta = 0.75$ .

Con este valor de eficiencia se realizó la verificación geotécnica de los pilotes para cada una de las pilas. A modo de ejemplo, a continuación se detalla la verificación realizada para la pila P1 del viaducto.

En primer lugar, del modelo numérico realizado para la pila se extrajeron las solicitaciones axiales en los pilotes para cada estado de carga (normal, inusual y extrema). En la **Tabla 24** se presentan dichas solicitaciones.

	Pilote																TOTAL
	p1	p2	p3	p4	p5	p6	p7	p8	p9	p10	p11	p12	p13	p14	p15	p16	
<b>Carga Normal</b>	145	145	152	152	158	158	161	161	161	161	158	158	152	152	145	145	<b>2467</b>
<b>Carga Inusual</b>	146	155	157	166	165	175	171	180	172	182	170	180	166	175	159	168	<b>2689</b>
<b>Carga Extrema</b>	92	186	95	191	98	194	99	196	97	194	93	189	87	182	79	173	<b>2245</b>

**Tabla 24.** Solicitaciones axiales en pilotes de pila P1 del viaducto

Posteriormente, como se realizó en la propuesta de alternativas al inicio del capítulo, para cada estrato de suelo se obtuvo el aporte de resistencia friccional, despreciando los 2 primeros metros de suelo por ser un limo colapsable y considerando distintos factores de seguridad para las tensiones admisibles laterales  $q_{fi}$  en función del estado de carga a analizar, tal como se observa en la **Tabla 25**.



Estrato	Tensiones admisibles laterales $q_{fi}$ [t/m <sup>2</sup> ]		
	Carga Normal	Carga Inusual	Carga Extrema
Limos blandos colapsables	-	-	-
Limos blandos con arena	2.0	2.4	3.0
Arena limosa con grava	3.5	4.2	5.3

**Tabla 25.** Tensiones admisibles laterales

Luego, la resistencia friccional desarrollada por fuste para cada estrato de suelo se obtuvo del producto de la tensión admisible correspondiente por la superficie lateral de fuste en contacto con cada estrato. Así se obtuvieron las siguientes resistencias:

Resistencia friccional para cargas normales,  $R_{fn} = 48$  [t]

Resistencia friccional para cargas inusuales,  $R_{fi} = 58$  [t]

Resistencia friccional para cargas extremas,  $R_{fe} = 72$  [t]

Por otro lado, se determinó la resistencia de punta considerando distintas tensiones de punta admisible según el estado de carga que se trate.

De esta forma, considerando tensiones de punta admisibles de 124.5 [t/m<sup>2</sup>] para estado de cargas normales, 149.4 [t/m<sup>2</sup>] para estado de cargas inusuales y 186.8 [t/m<sup>2</sup>] para estado de cargas extremas, se obtuvieron las siguientes resistencias de punta:

Resistencia de punta para cargas normales,  $R_{pn} = 220$  [t]

Resistencia de punta para cargas inusuales,  $R_{pi} = 264$  [t]

Resistencia de punta para cargas extremas,  $R_{pe} = 330$  [t]

Finalmente, considerando la eficiencia de grupo en la capacidad de carga, se debe verificar lo siguiente para cada estado de carga:

$$N^{\circ} \text{ pilotes } (\eta_1 \cdot R_f + \eta_2 \cdot R_p) > \text{Solicitud axil total del grupo}$$

Reemplazando por los correspondientes valores, se llega a las siguientes verificaciones:

Cargas normales	3220	>	2467	⇒	Verifica
Cargas inusuales	3864	>	2689	⇒	Verifica
Cargas extremas	4830	>	2245	⇒	Verifica

## CAPÍTULO 5

### ***Modelación individual de pilas y estribos***

#### **5.1. Generalidades**

Para la modelación de la infraestructura de los puentes y del viaducto se ha utilizado un *software* de cálculo estructural muy versátil que además presentó una excelente interfaz gráfica.

La geometría se ha definido mediante elementos lineales tipo "barra". De esta manera se han representado la viga dintel, columnas, viga riostra, pilotes, etc. A cada uno de estos elementos se les ha asignado determinadas propiedades seccionales y de materiales, las que deben ser lo suficientemente representativas ya que el programa basa su análisis en el conocido *Método de la Rigidez*. Dichas propiedades se describirán más adelante para cada caso particular.

En cuanto a la interacción del suelo con la estructura, las resistencias lateral y vertical del suelo, ejercidas sobre los pilotes de fundación, se modelaron mediante resortes elásticos lineales. Las constantes de rigidez de estos resortes fueron estimadas en función de las propiedades mecánicas del suelo existente en el lugar de emplazamiento de la obra. El cálculo de dichas constantes se explicitará más adelante.

Para la introducción de las diferentes cargas actuantes sobre la estructura, en el modelo se crearon nodos que representan los apoyos sobre la viga de bancada de las distintas vigas pretensadas que componen el tablero. En estos nodos se introdujeron las acciones verticales y horizontales descritas previamente en el capítulo 2 del presente informe. Asimismo, se ingresaron los valores de los momentos resultantes de trasladar las acciones a dichos nodos – ubicados en la recta que pasa por el centro de gravedad de la viga de bancada –. Cabe destacar que, para otorgarle mayor representatividad, en los estribos las acciones debidas al peso propio y sobrecarga de la losa de aproximación se han introducido como cargas uniformemente distribuidas sobre la viga de bancada.

En los siguientes puntos se detallarán e ilustrarán los anteriores aspectos introducidos y otros que hacen a la modelación numérica de una estructura. Por razones de simplicidad, estas descripciones harán referencia sólo a una de las tipologías modeladas, no obstante, al final del capítulo se presentarán figuras de todas las pilas y estribos modelados.

## 5.2. Modelación geométrica

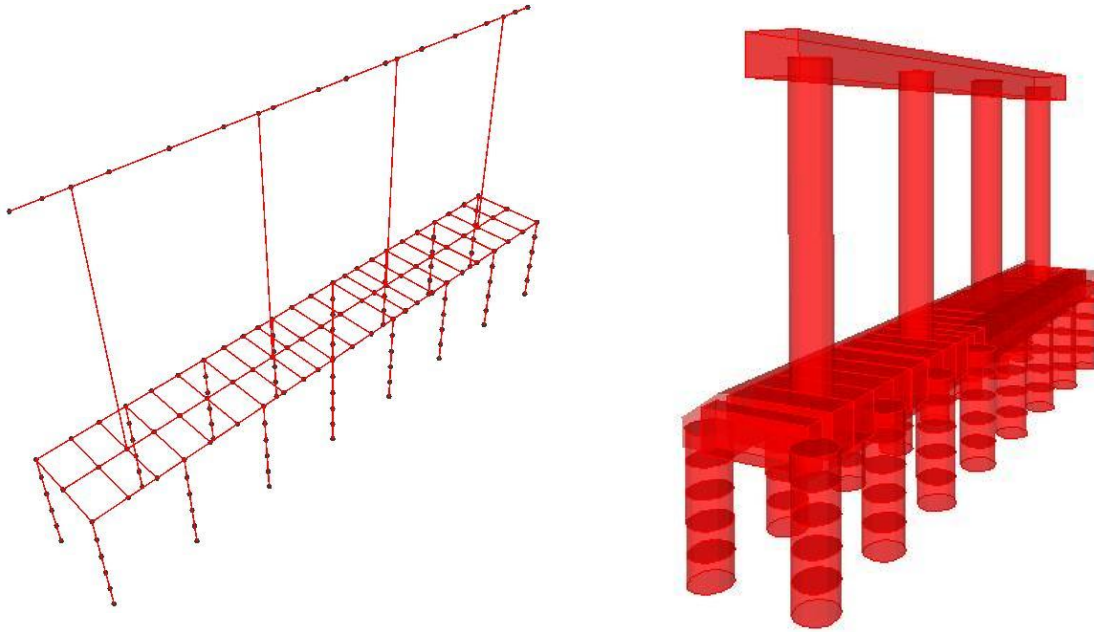
Como se ha mencionado, para la representación de cada elemento estructural se han utilizado elementos lineales o barras a los que posteriormente se les han asignado distintas propiedades que se describirán en los puntos siguientes.

Estas barras pasan por los centros de gravedad de cada elemento, característica tenida en cuenta a la hora de asignarle la correspondiente longitud.

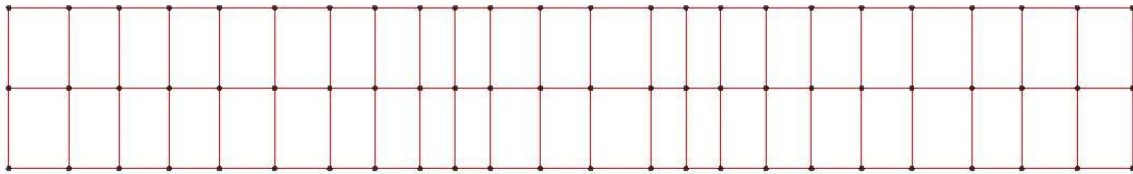
Un caso particular ha sido la modelación del cabezal de las pilas. Para su representación se han utilizado barras ortogonales, materializando de esta manera una estructura de tipo *emparrillado*. En la modulación del mismo se tuvo como premisa que los nudos coincidieran con los ejes de los pilotes y, a su vez, con los ejes de las columnas, con el propósito de hacer más representativa la forma de transmisión de las cargas.

Para cada barra se le definió un determinado ancho de influencia. Al presentarse superposición entre los elementos ortogonales, a una de estas familias de barras paralelas se les ha asignado peso nulo, a la vez que, por el mismo motivo, la rigidez torsional de todas las barras se ha disminuido en un 50%.

En la **Figura 5.1** se presenta la geometría de una de las pilas del viaducto, mientras que en la **Figura 5.2** se observa en detalle la configuración del emparrillado que representa al cabezal.



**Figura 5.1.** Geometría de una pila del viaducto



**Figura 5.2.** Vista superior del cabezal de una pila del viaducto

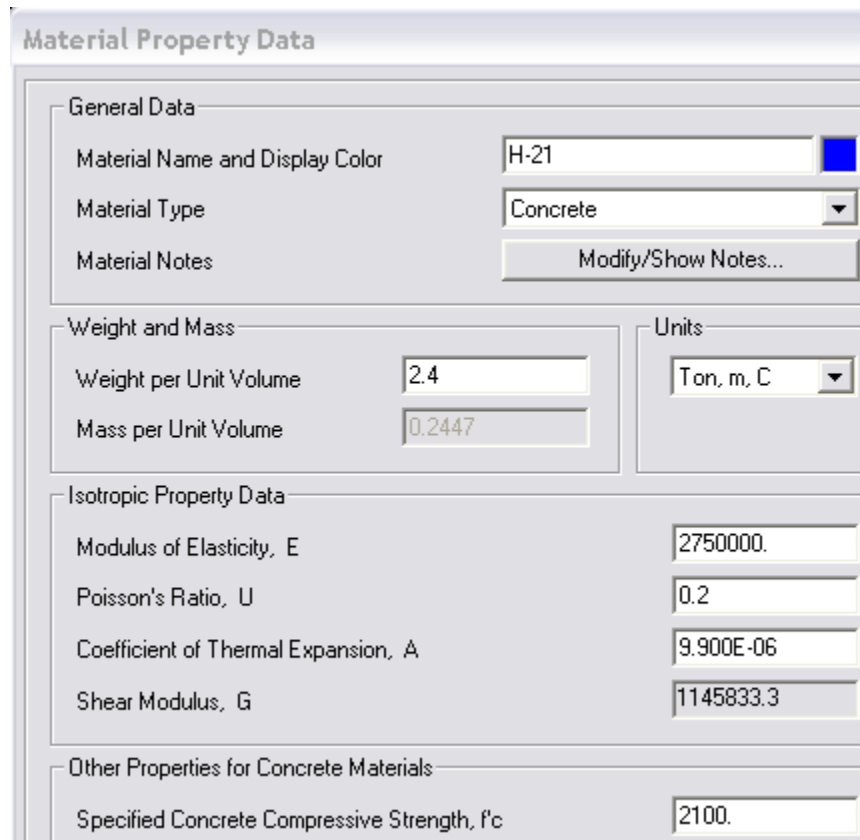
### 5.3. Características de los materiales

Para la caracterización de un elemento estructural es necesaria la definición de sus propiedades intrínsecas, que representarán su carácter tenso-deformacional.

Para todos los elementos componentes de las pilas y estribos el material adoptado ha sido el mismo: hormigón de tipo H-21. Para su definición, en el programa se han introducido los correspondientes valores para las siguientes propiedades:

- Resistencia característica
- Módulo de elasticidad longitudinal
- Peso específico
- Coeficiente de Poisson.

Las anteriores propiedades se introdujeron en el programa según se observa en la **Figura 5.3**.



Material Property Data	
<b>General Data</b>	
Material Name and Display Color	H-21 <input type="checkbox"/>
Material Type	Concrete
Material Notes	<input type="button" value="Modify/Show Notes..."/>
<b>Weight and Mass</b>	
Weight per Unit Volume	2.4
Mass per Unit Volume	0.2447
<b>Units</b>	
	Ton, m, C
<b>Isotropic Property Data</b>	
Modulus of Elasticity, E	2750000.
Poisson's Ratio, U	0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A	9.900E-06
Shear Modulus, G	1145833.3
<b>Other Properties for Concrete Materials</b>	
Specified Concrete Compressive Strength, f'c	2100.

**Figura 5.3.** Valores de propiedades introducidas en el programa

#### 5.4. Características de las secciones

En el programa se han definido las siguientes secciones transversales, a las que se les ha asignado el material H-21 descrito en el punto anterior:

**PILOTE:** Sección circular de 1.5 m de diámetro para las pilas del viaducto y de 1.2 m de diámetro para los estribos de los puentes de Circunvalación.

**COLUMNA:** Sección circular de 1.5 m de diámetro. Cabe destacar que, si bien se podría haber definido una única sección para el pilote y la columna de las pilas del viaducto por presentar las mismas dimensiones, se las ha definido en forma separada con la finalidad

de poder variar las características de alguna, lo cual ha resultado de gran utilidad durante el proceso de diseño.

VIGA DINTEL: Sección rectangular de 2.0 m de ancho y 1.5 m de altura para la infraestructura del viaducto; sección rectangular de 1.50 m de ancho y 1.0 m de altura para los estribos de los puentes.

CABEZAL: Se han definido varias secciones para las barras del emparrillado con las que se modeló el cabezal. Todas poseen la altura del cabezal (2 m para todas las pilas excepto la pila P3 donde la altura del mismo es de 2.5 m por razones que se explicarán en el Capítulo 7) y el ancho de cada una es su correspondiente ancho de influencia. Como se mencionó anteriormente, debido a la superposición que hay entre las dos familias de barras que conforman en emparrillado, a una de estas familias se les ha asignado peso nulo y se ha reducido su rigidez flexional en un 50%.

RIOSTRA: Los estribos de los puentes poseen viga riostra, la que se ha definido con una sección rectangular de 0.5 m de ancho y 0.8 m de altura.

## 5.5. Interacción suelo-estructura

Para la determinación de la rigidez que presenta cada estrato de suelo circundante, se ha utilizado un método simplificado basado en un análisis estático derivado de la teoría del *semi-espacio infinito* [3]. Según dicho análisis, la rigidez de cada estrato de suelo se puede determinar por la siguiente expresión:

$$k = \frac{4 \cdot G \cdot r}{(1 - \nu)} \quad [\text{t/m}]$$

Con

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad [\text{t/m}^2]$$

Siendo G el módulo de elasticidad transversal; E el módulo de elasticidad longitudinal, o módulo de Young  $[\text{t/m}^2]$ ;  $\nu$  el coeficiente de Poisson [ ] y r el radio del pilote [m].

Para el estrato de limos se ha considerado  $E = 1000 \text{ [t/m}^2\text{]}$ , mientras que para el estrato de arenas se tomó  $E = 3000 \text{ [t/m}^2\text{]}$ , valores pertenecientes a los rangos recomendados por la bibliografía.

Por su parte, se consideró  $\nu = 0.35$  por tratarse de suelos de compacidad media.

Considerando los anteriores valores, se obtuvo una rigidez total de  $1709 \text{ [t/m]}$  para el estrato de limos y  $5128 \text{ [t/m]}$  para el estrato de arenas.

Dichas rigideces se introdujeron en el modelo realizando una distribución de las mismas en resortes lineales horizontales de  $1 \text{ m}$  de longitud de influencia.

Por su parte, para la modelación de la interacción del suelo con la zapata de los estribos del viaducto, se han modelado resortes rotacionales cuya rigidez se ha obtenido según la siguiente expresión [3]:

$$k_{\text{rot}} = \frac{G \cdot \beta_{\phi} \cdot B \cdot L^2}{1 - \nu} \text{ [tm]}$$

Donde  $G$  es el módulo de elasticidad transversal  $\text{[t/m}^2\text{]}$ ;  $\nu$  el coeficiente de Poisson [ ];  $B$ , la longitud de la zapata paralela al eje de giro  $\text{[m]}$ ;  $L$ , la longitud en planta ortogonal a la anterior  $\text{[m]}$  y  $\beta_{\phi}$  un coeficiente que depende de la relación de lados  $L/B$  de la zapata.

Siendo  $L = 6 \text{ [m]}$  y  $B = 30 \text{ [m]}$ ,  $L/B = 0.2$ , se obtuvo un coeficiente  $\beta_{\phi} = 0.4$ .

Reemplazando los valores anteriores, se obtuvo una rigidez rotacional total de aproximadamente  $740000 \text{ [tm]}$ . Distribuyéndola a razón de un resorte rotacional por columna, se obtuvo para cada resorte una rigidez rotacional de  $185000 \text{ [tm]}$ .

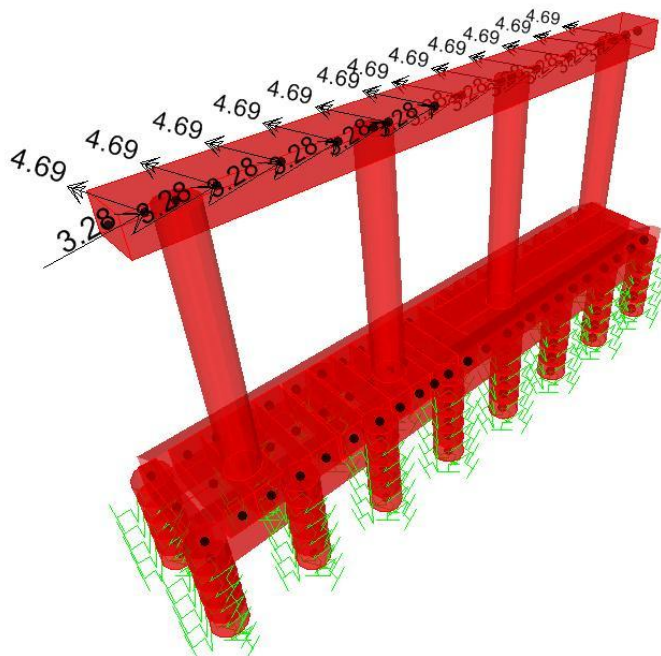
## 5.6. Introducción de acciones

Como se ha adelantado al inicio del capítulo, para la introducción de las acciones verticales y horizontales se han definido nudos en la viga de bancada de cada pila y estribo, que representan los apoyos de las vigas pretensadas del tablero.

Las pilas y estribos del viaducto presentan en su alineación cierto ángulo con la dirección longitudinal, distinto a la ortogonalidad. Dicha particularidad se ha tenido en cuenta

definiendo en el programa un sistema de coordenadas especial, logrando de esta manera facilitar la introducción de las distintas acciones (fuerzas horizontales, verticales y momentos).

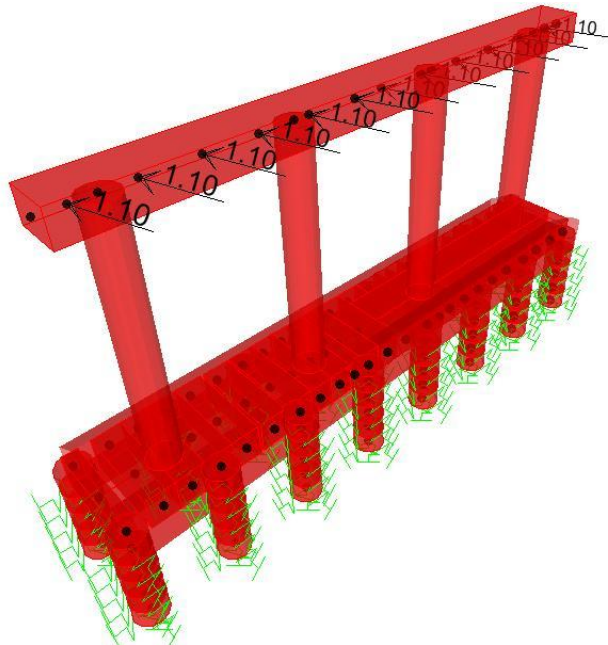
A modo ilustrativo, en la **Figura 5.4** se presenta una captura del software en la que se observa la introducción de las fuerzas y momentos debidos a la acción del viento para la situación de puente descargado. En forma análoga se introdujeron el resto de las fuerzas transversales.



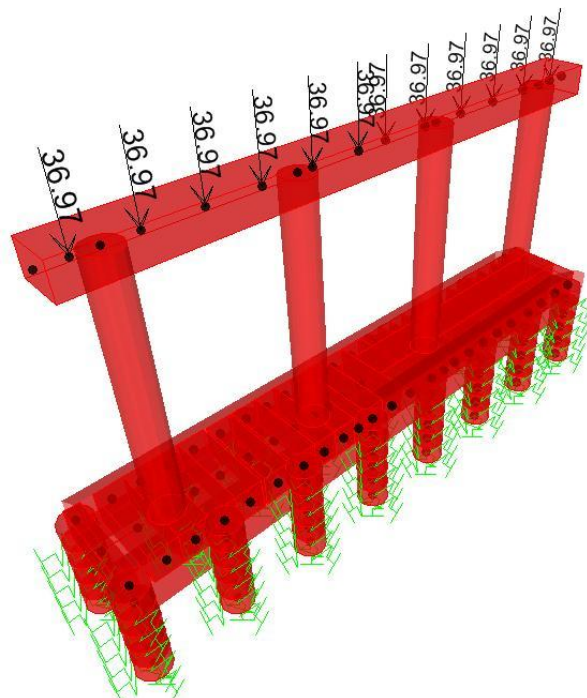
**Figura 5.4.** Introducción de acciones transversales

Similarmente, en la **Figura 5.5** y **Figura 5.6** se observa la introducción de fuerzas longitudinales (como las debidas al frenado de los vehículos) y la de fuerzas verticales (como las acciones producidas por la sobrecarga móvil), respectivamente.





**Figura 5.5.** Introducción de acciones longitudinales



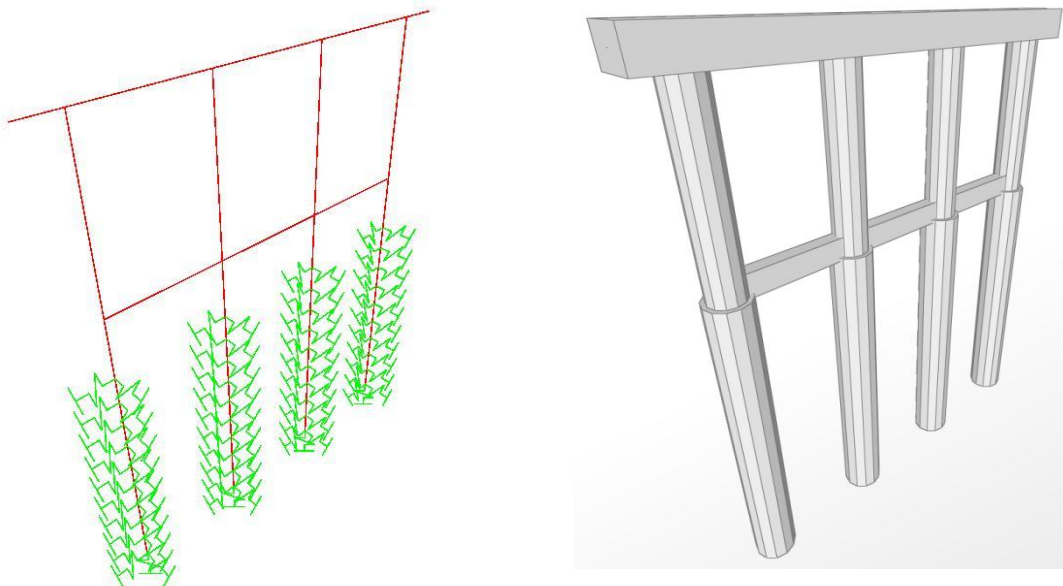
**Figura 5.6.** Introducción de acciones verticales

## 5.7. Tipologías finales de pilas y estribos

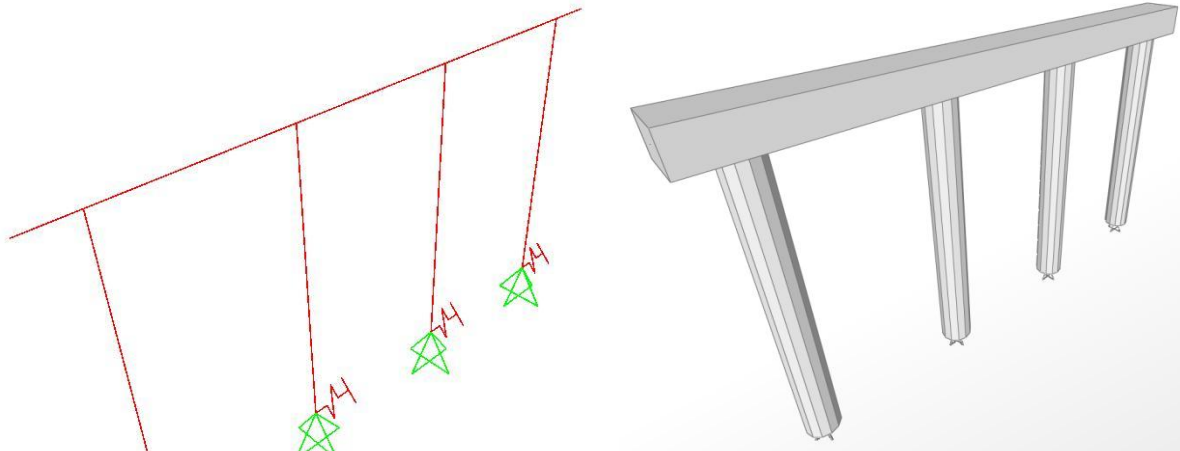
A continuación se presentarán a modo ilustrativo las distintas configuraciones geométricas de los estribos de los puentes de Circunvalación y de las pilas y estribos del Viaducto de la Av. Colón.

Resulta apropiado mencionar que la excentricidad que se visualiza en ciertos pilotes de las pilas P2 y P3 del viaducto se debe a la existencia de una interferencia. Específicamente, dicho condicionamiento en el diseño se debió a la presencia de un conducto de drenaje tipo "túnel liner" de 2600 mm de diámetro.

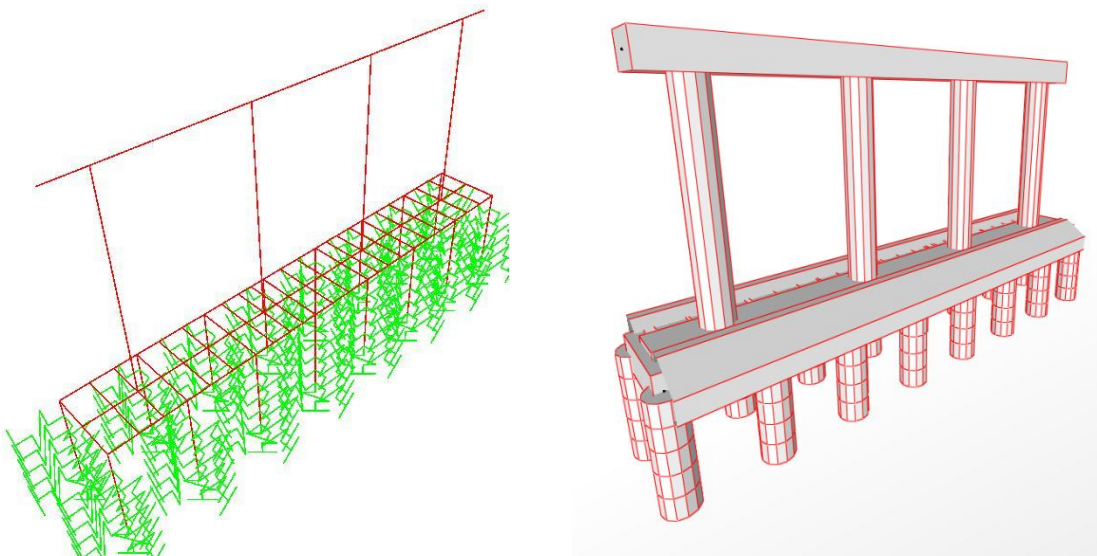
Esta particularidad obligó a un diseño especial del cabezal, como se verá en el Capítulo 7.



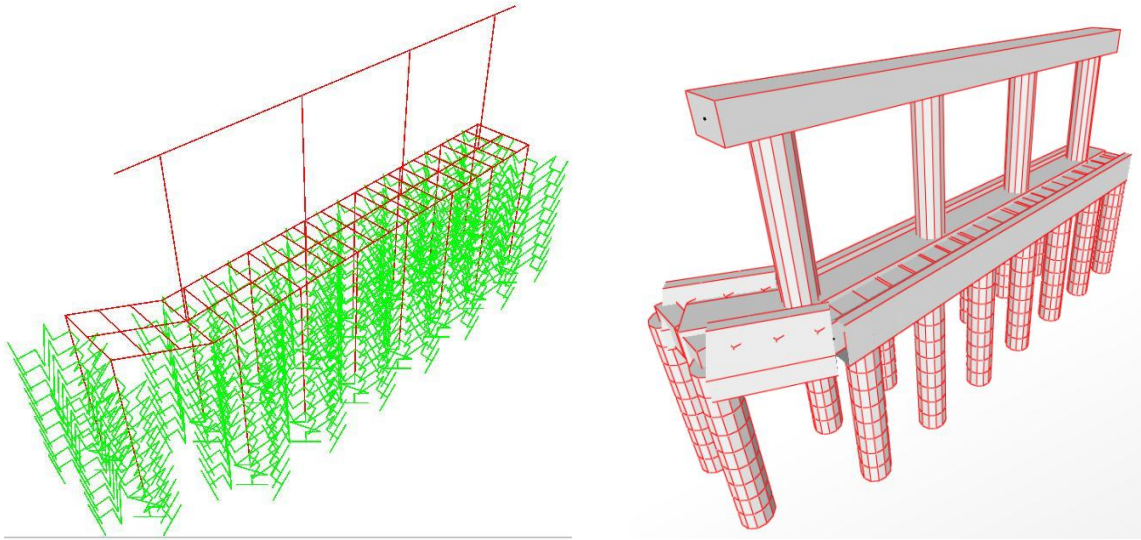
**Figura 5.7.** Modelo de estribo de puentes de Circunvalación



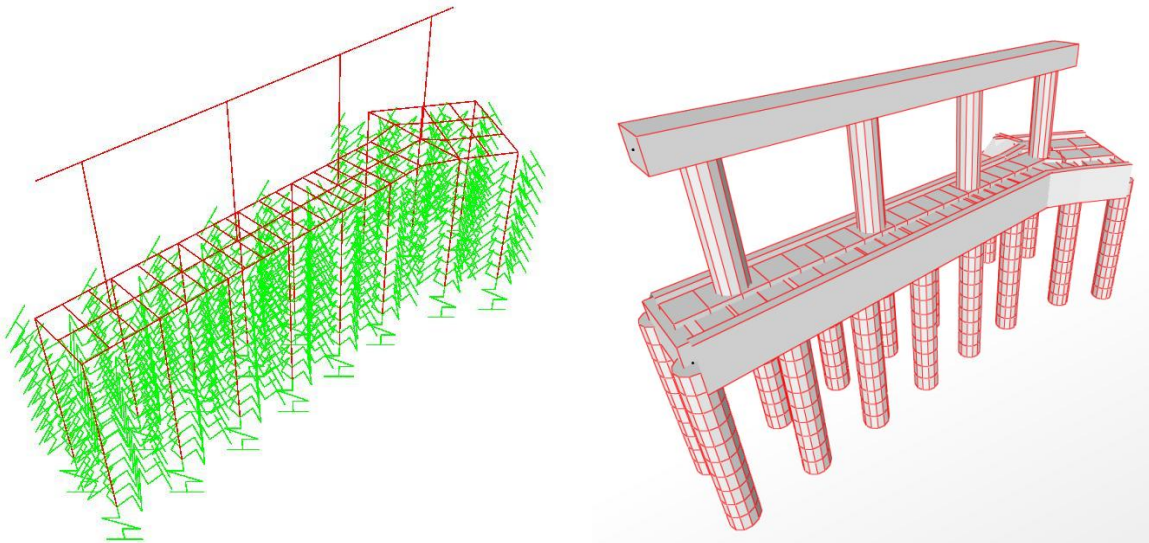
**Figura 5.8.** Modelo de estribo del viaducto



**Figura 5.9.** Modelo de pila P1 del viaducto

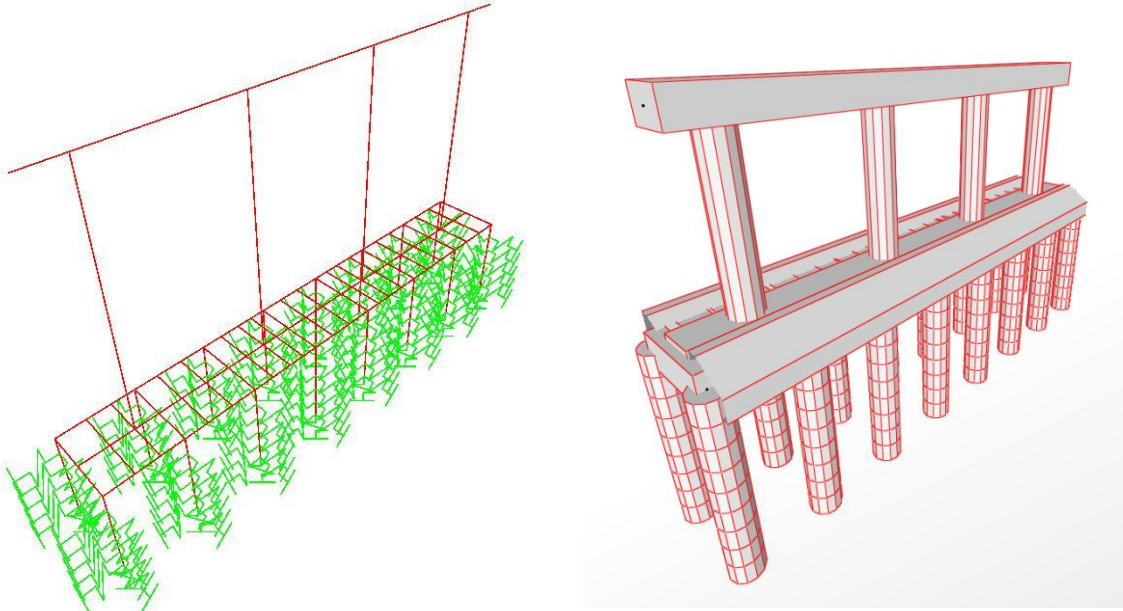


**Figura 5.10.** Modelo de pila P2 del viaducto

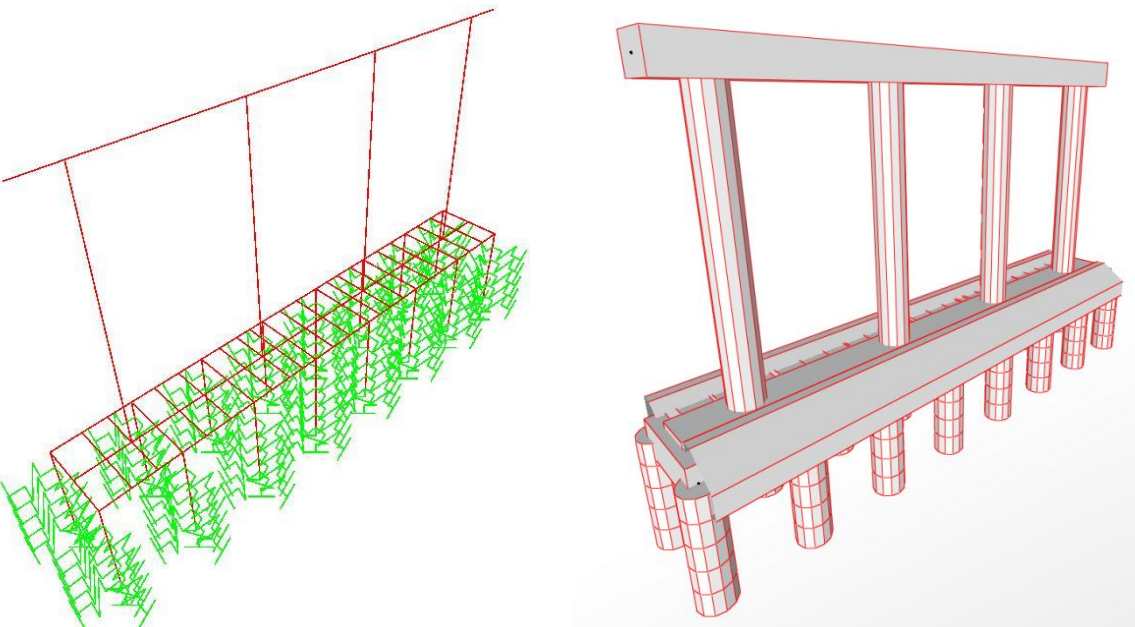


**Figura 5.11.** Modelo de pila P3 del viaducto





**Figura 5.12.** Modelo de pila P4 del viaducto



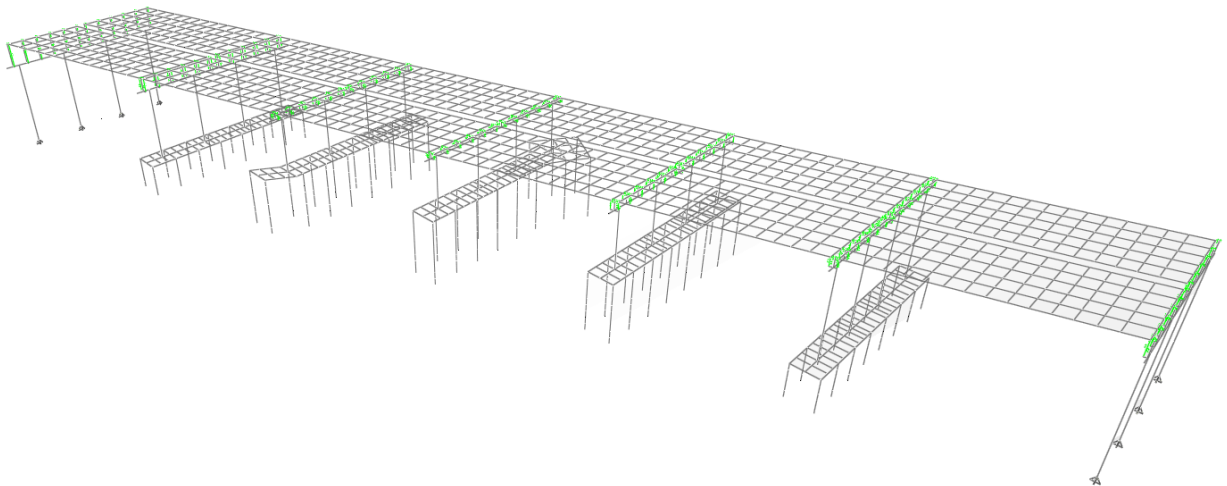
**Figura 5.13.** Modelo de pila P5 del viaducto

## CAPÍTULO 6

# ***Modelación numérica global y obtención de coeficientes de interacción***

### **6.1. Objeto**

Con el fin de determinar la recarga que se produce en las pilas y estribos del viaducto por la interacción entre estos componentes a través del tablero, se ha realizado un modelo numérico global de toda la estructura, en el cual se ensamblaron los modelos individuales de estribos y pilas con los tableros – también modelados numéricamente –. En la **Figura 6.1** se esquematiza la geometría de dicho modelo.



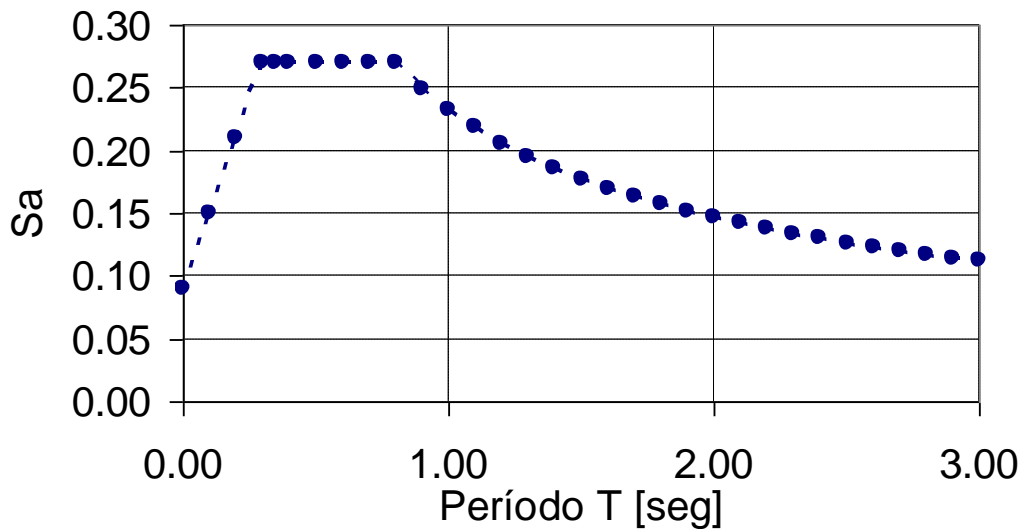
**Figura 6.1.** Geometría del modelo numérico global del viaducto

## 6.2. Acciones sísmicas

El viaducto se encuentra emplazado en la zona caracterizada como Zona 1 por el Reglamento INPRES - CIRSOC 103 (1991) que corresponde a una baja peligrosidad sísmica. Según su destino y funciones, se clasifica dentro del grupo "A" por cumplir funciones esenciales en caso de ocurrencia de sismos destructivos. El factor de riesgo para el grupo A es 1,3 y los suelos se clasifican como del tipo II (suelo intermedio). De acuerdo a estas características se define el sismo de diseño. En la **Tabla 26** se presentan los parámetros del espectro y en la **Figura 6.2** se muestra el espectro de diseño incorporado como función en el modelo global.

Zona Sísmica	Suelo	a <sub>s</sub>	b	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>
1	2	0.09	0.27	0.30	0.80

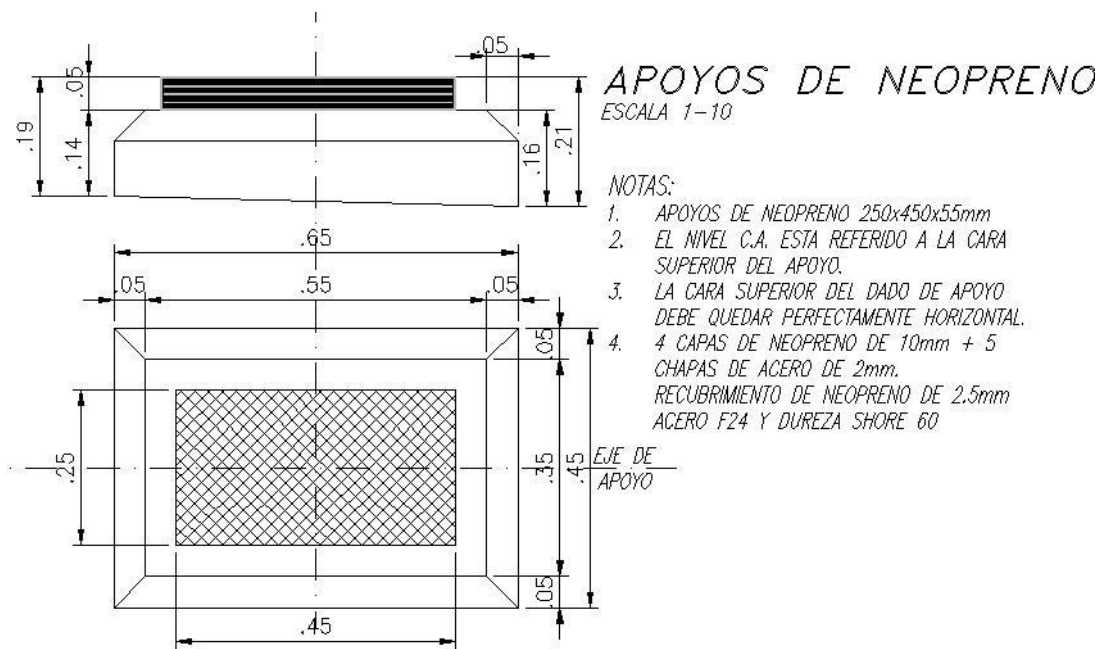
**Tabla 26.** Parámetros del espectro de diseño.



**Figura 6.2.** Espectro de diseño.

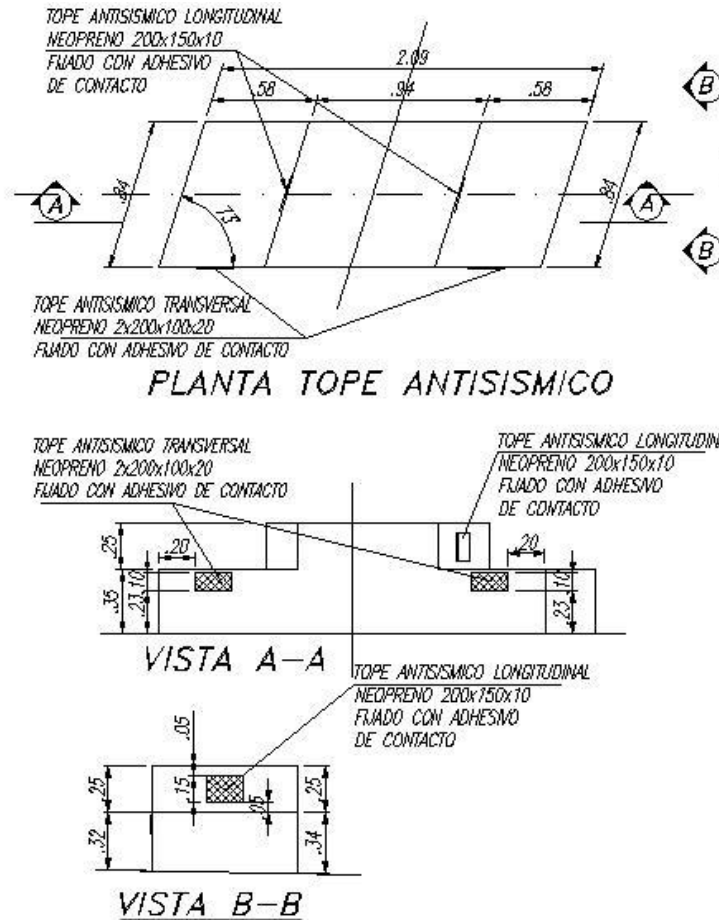
### 6.3. Condiciones de borde

En lo que refiere a las condiciones de vínculos entre superestructura e infraestructura, las vigas cabeceras de pilas y estribos poseen doce apoyos elastoméricos que soportan cada viga principal del tablero y cuatro topes antisísmicos provistos en sus laterales con planchas de neopreno a fin de suavizar un posible impacto. Cada tope antisísmico cumple la función de restringir el movimiento del tablero tanto transversal como longitudinalmente. En la **Figura 6.3** se observa el detalle del apoyo elastomérico y en la **Figura 6.4** el detalle de los topes antisísmicos.



**Figura 6.3.** Detalle de los apoyos elastoméricos





**Figura 6.4.** Detalle de los topes antisísmicos

En el modelo numérico se modelaron los apoyos elastoméricos con rigidez en sentido lateral y vertical mediante elementos lineales tipo vínculo (*links*) cuyas rigideces fueron determinadas de la siguiente manera:

- *Link vertical:*

De acuerdo a la teoría de la elasticidad, la ley de Hooke puede expresarse de la siguiente manera:

$$\sigma = E\varepsilon$$

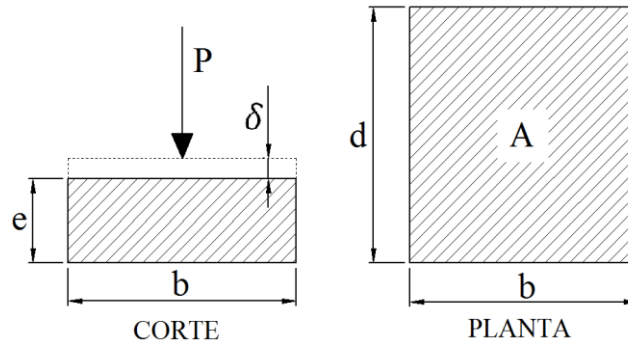
Donde  $\sigma$  es la tensión normal, E el módulo de elasticidad del conjunto neopreno-placas de acero y  $\varepsilon$  la deformación específica.

Para el caso del apoyo de neopreno, la tensión de compresión  $\sigma$ , puede expresarse como

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

Donde P es la fuerza normal al área transversal A del apoyo.

Esto puede observarse en la **Figura 6.5**.



**Figura 6.5.** Dimensiones esquemáticas del apoyo.

Así mismo, la deformación específica  $\varepsilon$ , puede expresarse como

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} = \frac{\delta}{e}$$

Donde  $\delta$  es el acortamiento del apoyo y e el espesor (de neopreno) del apoyo.

Reemplazando en la ley de Hooke, se tiene:

$$\frac{P}{A} = \frac{E\delta}{e}$$

Reacomodando términos:

$$P = \frac{AE}{e} \delta = k\delta$$

Por lo que la constante  $k_v$  de rigidez vertical puede expresarse como

$$k_v = \frac{AE}{e}$$

Para la determinación del módulo de elasticidad, Manterola [6] sugiere utilizar la siguiente expresión para apoyos rectangulares:

$$E = 3 G \left( \frac{b}{t} \right)^2 v_3$$

Donde G es el módulo de elasticidad transversal, b es la menor dimensión en planta del apoyo, t el espesor de una capa de neopreno y  $v_3$  un factor que depende de la relación entre las dimensiones en planta del apoyo.

Reemplazando por los correspondientes valores, se llega a:

$$E = 3 \cdot 16 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \cdot \left(\frac{25}{1}\right)^2 \cdot 0.213 = 6390 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

De acuerdo a las determinaciones hechas anteriormente, se obtiene el valor de la rigidez vertical del apoyo:

$$k_v = \frac{25 \text{ [cm]} \cdot 45 \text{ [cm]} \cdot 6390 \text{ [kg/cm}^2\text{]}}{4 \text{ [cm]}} = 1797188 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}}\right] \cong 180000 \left[\frac{\text{t}}{\text{m}}\right]$$

- *Link horizontal*

De la teoría de la elasticidad, la ley de Hooke para deformaciones de corte se puede expresar de la siguiente manera:

$$\tau = G\gamma$$

Donde  $\tau$  es tensión tangencial,  $G$  el módulo de elasticidad transversal y  $\gamma$  la distorsión angular.

Para el caso del apoyo de neopreno, la tensión tangencial  $\tau$ , puede expresarse como

$$\tau = \frac{P}{A}$$

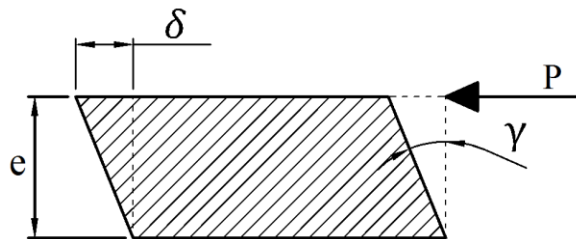
Donde  $P$  es la fuerza tangencial al área transversal  $A$  del apoyo.

Así mismo, la distorsión angular  $\gamma$ , para pequeñas deformaciones, puede aproximarse por su tangente:

$$\gamma \cong \text{tg}(\gamma) = \frac{\delta}{e}$$

Donde  $\delta$  es el desplazamiento transversal y  $e$  el espesor del apoyo

Esto puede observarse en la **Figura 6.6**.



**Figura 6.6.** Esquema de deformaciones transversales en el apoyo.

Reemplazando en la ley de Hooke, se tiene:

$$\frac{P}{A} = \frac{G\delta}{e}$$

Reacomodando términos:

$$P = \frac{AG}{e} \delta = k\delta$$

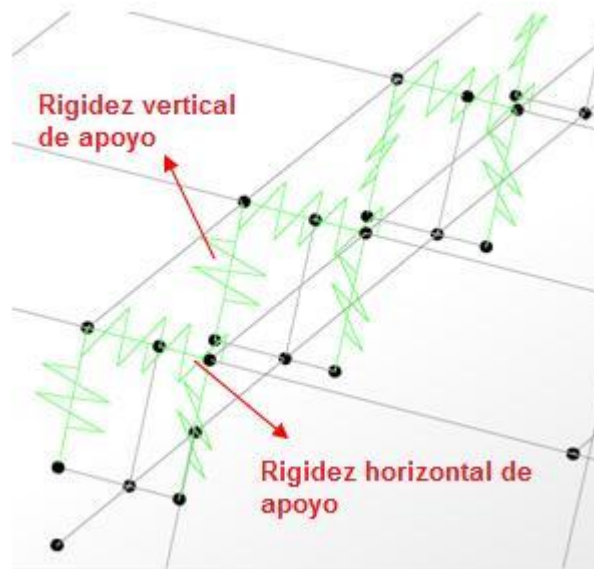
Por lo que la constante  $k_h$  de resorte horizontal puede expresarse como:

$$k_h = \frac{AG}{e}$$

Reemplazando por los correspondientes valores considerados, se obtiene el valor de la rigidez horizontal  $k_h$ :

$$k_h = \frac{25 \text{ [cm]} \cdot 45 \text{ [cm]} \cdot 16 \text{ [kg/cm}^2\text{]}}{4 \text{ [cm]}} = 4500 \left[ \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \right] = 450 \left[ \frac{\text{t}}{\text{m}} \right]$$

En la **Figura 6.7** se observa la disposición de los *links* en el modelo numérico global.



**Figura 6.7.** Vínculos entre superestructura e infraestructura.

Por otro lado, a fin de representar la acción de los topes transversales, se han colocado restricciones (*constraints*) en ciertos nodos de tableros e infraestructura impidiendo de esta manera desplazamientos laterales relativos entre las mismas.

#### 6.4. Resultados y obtención de coeficientes de interacción

De la comparación entre el comportamiento individual de las columnas de cada pila y estribo (sin interacción con las demás pilas/estribos) con el comportamiento global de las columnas de las pilas y estribos de la estructura ensamblada, siempre ante solicitaciones sísmicas, se han podido obtener coeficientes de interacción que evidencian "recarga" de algunos apoyos y "descarga" de otros.

A continuación, en la **Tabla 27** y **Tabla 28** se muestran los resultados del análisis individual y los correspondientes al análisis global, respectivamente.

ANÁLISIS INDIVIDUAL					TOTAL
Corte 3-3					
	Columna 1	Columna 2	Columna 3	Columna 4	
Estribo 1	22.33	23.57	23.57	22.33	<b>91.8</b>
Pila 1	31.40	32.72	32.32	31.51	<b>127.95</b>
Pila 2	29.89	32.02	31.50	29.49	<b>122.9</b>
Pila 3	29.56	30.39	30.80	32.16	<b>122.91</b>
Pila 4	29.44	32.17	31.71	29.58	<b>122.9</b>
Pila 5	31.75	32.46	32.15	31.82	<b>128.18</b>
Estribo 2	22.51	23.40	23.40	22.51	<b>91.82</b>
					<b>808.46</b>

**Tabla 27.** Análisis individual de cada pila y estribo ante solicitación sísmica longitudinal

ANÁLISIS GLOBAL					TOTAL x $\gamma_d/R$	Coeficiente de interacción Global
Corte 3-3						
	Columna 1	Columna 2	Columna 3	Columna 4		
Estribo 1	30.88	35.28	39.81	48.02	<b>66.73</b>	<b>0.73</b>
Pila 1	22.11	22.26	24.30	32.43	<b>43.81</b>	<b>0.34</b>
Pila 2	57.03	50.32	52.15	61.71	<b>95.86</b>	<b>0.78</b>
Pila 3	56.50	61.68	69.44	100.55	<b>124.87</b>	<b>1.02</b>
Pila 4	48.74	46.02	47.14	55.26	<b>85.44</b>	<b>0.70</b>
Pila 5	25.27	24.38	24.85	27.51	<b>44.20</b>	<b>0.34</b>
Estribo 2	35.70	38.29	40.51	43.64	<b>68.53</b>	<b>0.75</b>
					<b>529.44</b>	
					<b>Promedio</b>	<b>75.63</b>

$\gamma_d$ : Factor de riesgo (1.3)

R: Coeficiente de reducción por ductilidad

**Tabla 28.** Análisis global de infraestructura de viaducto ante solicitación sísmica longitudinal y obtención de coeficientes de interacción global

Analizando los resultados, se puede inferir que no se produce una recarga significativa en las pilas. En realidad, lo anterior se debe a que, en la obtención de las acciones sísmicas para cada modelo individual, se ha tomado como valor de pseudoaceleración el correspondiente al plafón del espectro sísmico, mientras que en el modelo global se ha introducido dicho espectro como una función modal. Al no ser muy similares el período propio de la estructura con el período de la acción excitatriz, no se produce el fenómeno de amplificación, generando una pseudoaceleración menor que la correspondiente al plafón del espectro.

## CAPÍTULO 7

### ***Dimensionado y principales verificaciones***

En este capítulo se expondrán en forma sintética los aspectos que hacen al dimensionado de los distintos elementos de la infraestructura de puentes y del viaducto del futuro nudo vial.

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.

## 7.1. Dimensionado de columnas y pilotes

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 flexión compuesta en Estados Límites Últimos (E.L.U).

En primer lugar, del modelo computacional realizado para la pila o estribo en cuestión – que presenta todas las características descritas en el Capítulo 5 –, se extrajeron de cada estado de carga las solicitaciones críticas sobre los pilotes y las columnas. A modo ilustrativo, en la **Tabla 29** se muestran las solicitaciones críticas obtenidas para cada estado de carga en los pilotes de la pila P1 del viaducto.

	ESTADOS DE CARGA								
	E1	E2-3	E4	E5	E6	E7	E8	E9	E10
$M_{22}$ [tm] =	1.8	3.6	1.9	0.6	1.4	1.6	1.3	2.9	14.0
$M_{33}$ [tm] =	6.2	16.4	8.4	0.6	1.4	9.1	7.1	19.6	14.0
$Q_{22}$ [t] =	1.6	4.2	2.1	0.2	0.4	2.7	2.1	5.8	3.9
$Q_{33}$ [t] =	0.5	0.9	0.5	0.4	0.9	1.0	0.8	2.1	8.9
$P$ [t] =	86.3	59.2	30.2	2.7	5.9	13.0	10.4	25.7	60.1

**Tabla 29.** Solicitaciones críticas en pilotes de pila P1 del viaducto.

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.

Posteriormente se realizaron las combinaciones especificadas en el Capítulo 2 del presente informe, obteniéndose de esta manera las solicitaciones últimas  $M_{u22}$ ,  $M_{u33}$ ,  $V_{u22}$ ,  $V_{u33}$  y  $P_u$ .

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

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

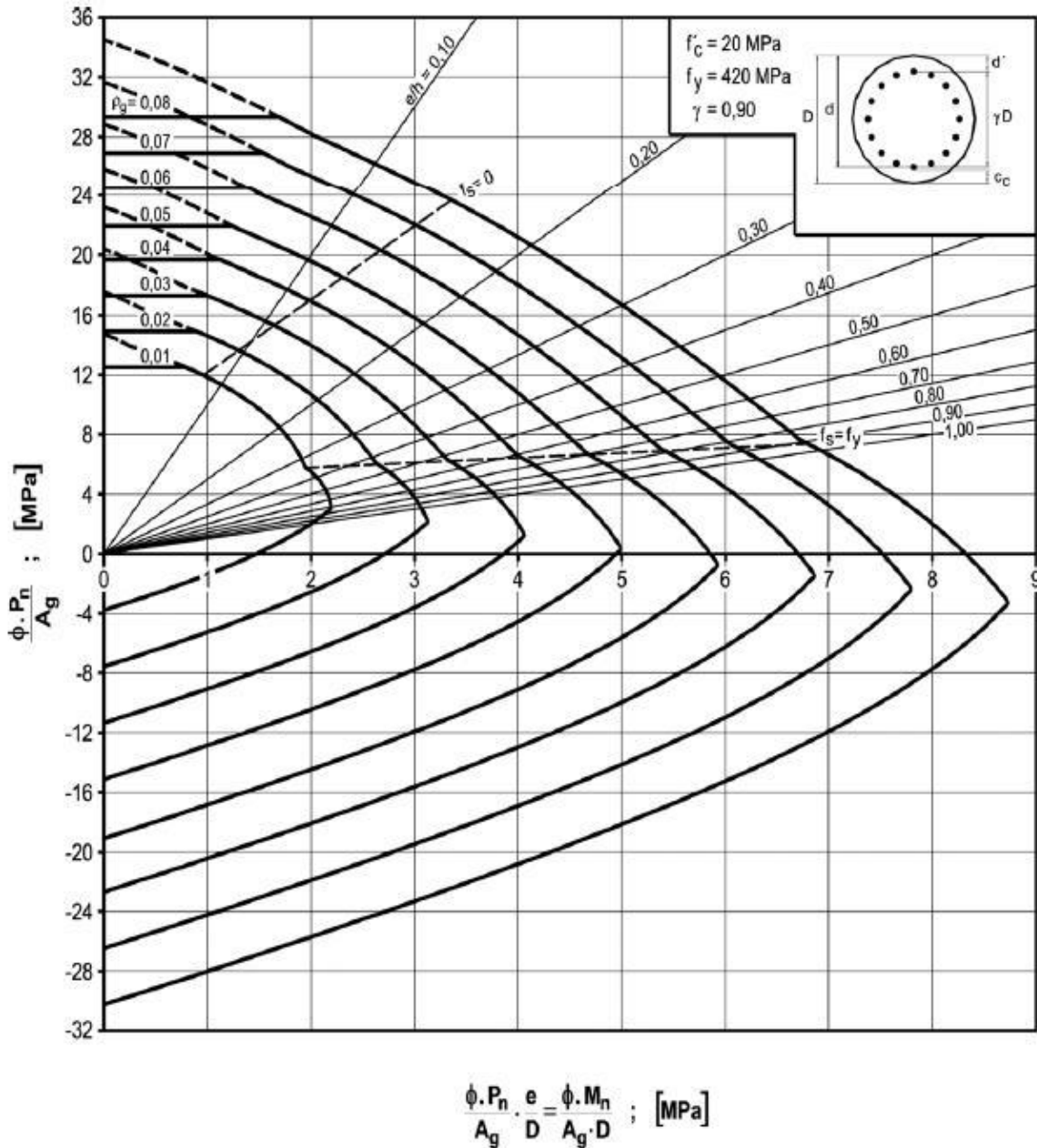
Siendo (E.I) la rigidez efectiva de la columna de hormigón armado y (k.l) la longitud efectiva a pandeo. La utilización de la rigidez efectiva se debe a que las columnas de hormigón armado no se comportan como un material homogéneo, sino que mientras el acero se comporta básicamente como elástico, el 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 7.1**.



**Figura 7.1.** Diagrama de interacción de resistencia 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. La cuantía adoptada no debe ser inferior al 1%, valor mínimo estipulado por el reglamento.

Se adoptaron las siguientes armaduras:

Viaducto Colón:

Para columnas: 40  $\phi$  32

Para pilotes: 36  $\phi$  25

Puentes de Circunvalación:

Para columnas: 24  $\phi$  25

Para pilotes: 36  $\phi$  25

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.

Se adoptaron las siguientes armaduras de corte:

Viaducto Colón:

Para columnas: En zona a confinar Est.  $\phi$  12 c/10

En zona convencional Est.  $\phi$  12 c/20

Para pilotes: Est.  $\phi$  10 c/15 en toda la longitud

Puentes de Circunvalación:

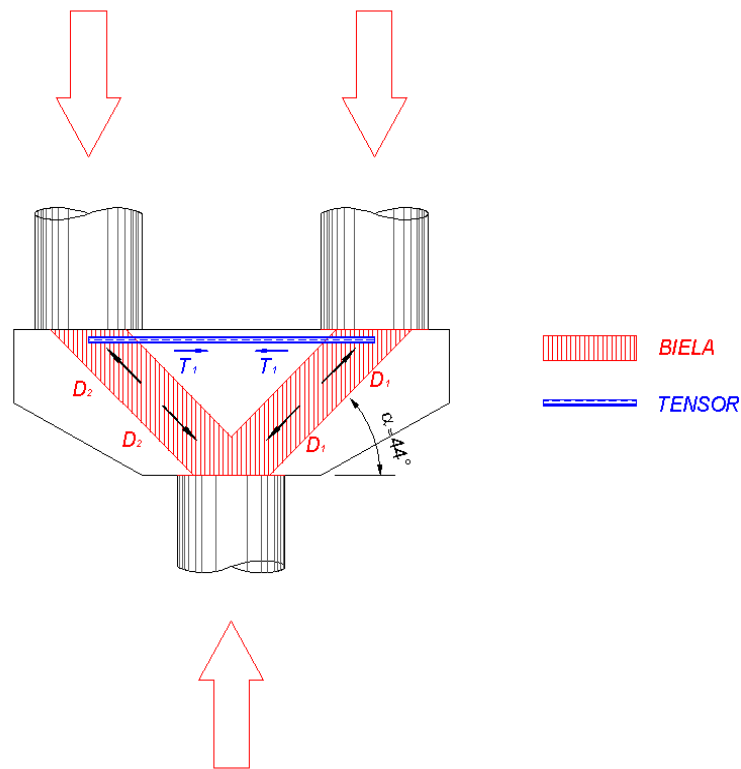
Para columnas: Est.  $\phi$  10 c/15 en toda la longitud

Para pilotes: Est.  $\phi$  10 c/15 en toda la longitud

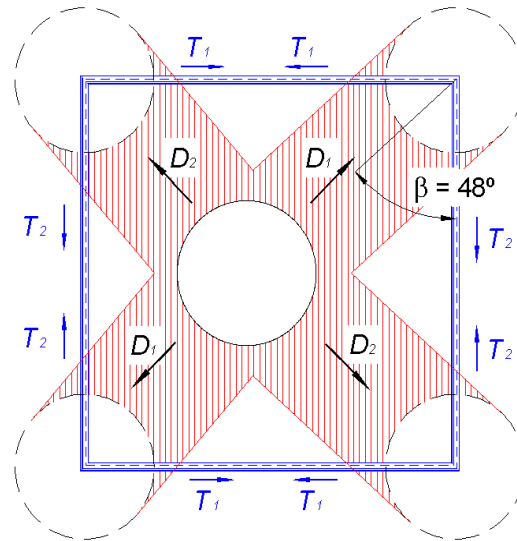
## 7.2. Dimensionado de cabezales

Para la determinación de armaduras y verificación de los cabezales de las pilas, se ha representado a los mismos mediante un modelo simplificado. El mismo consiste en representar el mecanismo resistente del elemento a considerar utilizando elementos uniaxiales – bielas y tensores –. Este modelo resistente debe cumplir equilibrio y los materiales con los que se diseña deben resistir los esfuerzos obtenidos.

En la **Figura 7.2.** y **Figura 7.3.** se observa el mecanismo planteado en corte y en planta, respectivamente. Nótese que se han considerado como acciones solicitantes los esfuerzos últimos  $P_u$  de la sección superior de los pilotes y como apoyo a la columna.



**Figura 7.2.** Corte del mecanismo de bielas y tensores.



**Figura 7.3.** Planta del mecanismo de bielas y tensores.

### **Verificación de las bielas:**

La resistencia de diseño de cada biela se ha obtenido según la siguiente expresión:

$$P_d = \phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot A_b$$

donde  $\phi$  es el coeficiente de reducción de resistencia, 0.75 en este caso;  $f'_c$  es la resistencia característica del hormigón y  $A_b$  es el área efectiva de la biela, para la que se consideró el diámetro del pilote como ancho de la misma y un espesor aproximado como el 25% de la longitud de la biela.

A esta resistencia se la comparó con la máxima sollicitación axial de los pilotes, desproyectada al eje de la biela.

### **Determinación de las armaduras:**

Los tensores  $T_1$  y  $T_2$  han sido calculados para resistir una tracción dada por la proyección de la sollicitación en la biela, según el plano en el que se encuentre.

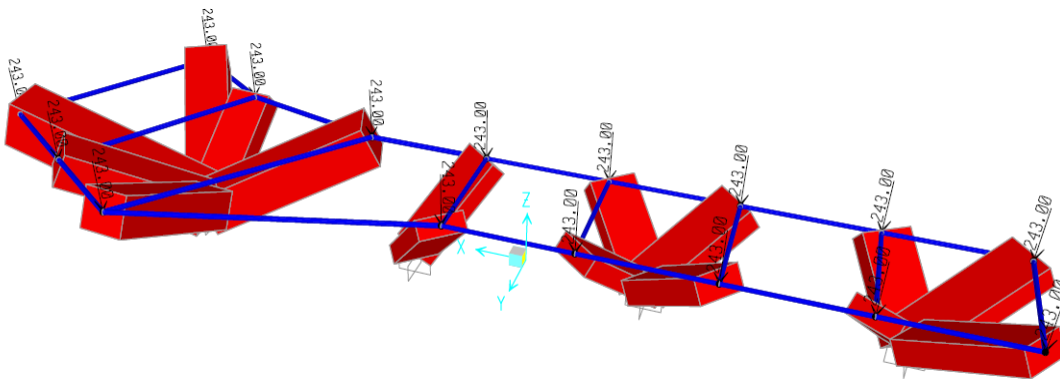
La armadura mínima considerada por el reglamento es la necesaria para transferir los esfuerzos de tracción del hormigón al acero una vez que ocurre la primera fisura. Se la define por la siguiente expresión:

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

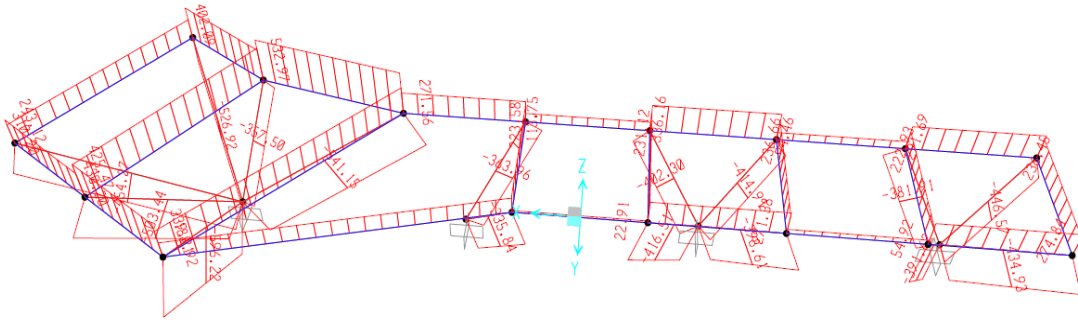
Siendo  $f'_c$  la resistencia característica del hormigón,  $f_y$  la tensión de fluencia del acero;  $b_w$  el ancho de la biela y  $d$  la altura útil del cabezal.

El cabezal de la pila P3, al presentar una geometría particular, ha sido modelado en forma computacional utilizando los mismos conceptos descritos hasta aquí.

En la **Figura 7.4.** se observa la geometría del modelo numérico del cabezal, donde se representaron en color rojo las bielas y en azul los tensores. Finalmente, en la **Figura 7.5.** se observan las solicitaciones resultantes en cada biela y tensor.



**Figura 7.4.** Geometría del modelo numérico del cabezal de la pila P3



**Figura 7.5.** Solicitaciones en bielas y tensores del cabezal de la pila P3

### 7.3. Dimensionado de viga dintel

La viga dintel de cada estribo y pila se ha dimensionado a flexión simple.

Para ello, de cada estado de carga se extrajeron los momentos flectores verticales ( $M_{33}$ ) superior e inferior y los momentos flectores horizontales ( $M_{22}$ ) críticos, así como también los correspondientes esfuerzos de corte  $V_{22}$  y  $V_{33}$ .

Se consideró una 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 vió en la sección anterior.

Posteriormente se realizaron las combinaciones especificadas en el Capítulo 2 del presente informe, obteniéndose de esta manera las solicitaciones últimas  $M_{u22}$ ,  $M_{u33}$ ,  $V_{u22}$  y  $V_{u33}$ .

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.

Siguiendo los lineamientos del CIRSOC 201 se determinaron las armaduras necesarias para las solicitaciones últimas horizontales y verticales y se adoptaron las mismas, verificando que la cuantía en cada cara sea superior a la mínima establecida en el reglamento, dada por la siguiente expresión:

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

Finalmente las armaduras dispuestas resultaron:

#### Viaducto Colón

Armadura superior adoptada: 14  $\phi$  32

Armadura inferior adoptada: 14  $\phi$  32

Armadura lateral adoptada: 6  $\phi$  16 c/ cara

Armadura de corte: Est. 6 ramas  $\phi$  16 c/15

#### Puentes de Circunvalación

Armadura superior adoptada: 10  $\phi$  25

Armadura inferior adoptada: 10  $\phi$  25

Armadura lateral adoptada: 4  $\phi$  16 c/ cara

Armadura de corte: Est. 6 ramas  $\phi$  12 c/20



## CAPÍTULO 8

# **CONCLUSIONES**

Luego de realizadas las actividades descriptas en los capítulos anteriores, sería conveniente y necesario resaltar algunos aspectos evidenciados durante el tiempo transcurrido en la realización de la práctica profesional sobre la que trata el presente informe técnico.

El aspecto que el autor considera más relevante es la grata experiencia que se ha logrado al interactuar permanentemente con un equipo de trabajo de excelentes profesionales que, fundamentalmente, se caracteriza por estar conformado íntegramente por personas con invaluable predisposición y paciencia para evacuar todo tipo de dudas surgidas durante las horas de prácticas, transmitir conocimientos y consejos y hacer más fácil y agradable la inserción en el ámbito laboral.

En este sentido, también se hizo notoria la importante participación que al autor se le ha permitido tener en el proyecto de una obra de singular importancia para la ciudad de Córdoba, como la es el futuro Nudo Vial "El Tropezón", superando ampliamente los objetivos personales planteados al inicio de la práctica.

Otro aspecto a destacar es el aprendizaje continuo que se ha podido lograr al tomar contacto y al observar los distintos pasos y tareas que involucran al profesional proyectista. En particular, se ha notado una permanente retroalimentación e innumerables readecuaciones de las soluciones planteadas, con el objetivo de satisfacer los requerimientos exigidos por el cliente o repartición pública y, a la vez, dotar a las soluciones planteadas de buena viabilidad técnica y económica.

En lo que refiere a las actividades desarrolladas para evaluar y dimensionar los distintos componentes de la infraestructura de la obra en cuestión, se reconoce la importancia que reviste la utilización de modelos computacionales, ya que con cierta facilidad se puede tener una buena aproximación del comportamiento de la estructura. El uso del *softwares* computacionales permite optimizar el diseño al hacer factible considerar diversos

sistemas estructurales, geometrías, materiales o secciones para una misma estructura en tiempos relativamente bajos. Si bien lo anterior es cierto, cabe destacar que no resulta aconsejable tomar las salidas de modelo como absolutamente ciertas sin realizar un análisis consciente sobre los valores arrojados y contrastados con los valores esperados luego de aplicar un somero análisis estructural.

Finalmente, se reconocen los nuevos conocimientos adquiridos durante el ejercicio de la práctica en materia de confección de memorias de cálculo, respuesta a observaciones realizadas por las reparticiones y todo tipo de elementos de comunicación sobre las actividades realizadas y conceptos implementados.

## BIBLIOGRAFÍA

- [1] Caprari, A. A., (1990). *Pilotes inyectados en la base*.
- [2] Das, B. M., (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*, Cengage Learning.
- [3] Dowrick, D. J., (1977). *Earthquake resistant design*, John Wiley & Sons.
- [4] GEOS, (2013). *Inyección de celdas de precarga por punta de pilotes*.
- [5] Larsson, C. et al., (2008). *Hormigón Armado y Pretensado*, Jorge Sarmiento/Universitas.
- [6] Manterola, J. *Puentes I*, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.
- [7] Reese, L. C. y O'Neill, M. W., (1988). *Drilled shafts: construction procedures and design methods*, U. S. Department of Transportation (Federal Highway Administration) & The International Association of Foundation Drilling.