

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, FÍSICAS Y NATURALES



INFORME DE PRÁCTICA SUPERVISADA

PROYECTO ESTRUCTURAL DEL BAJO NIVEL DE
LA PLAZA ESPAÑA

Autor: Rodríguez Saá, Julián.

Tutor FCEfyN: Dr. Ing. Guillermo Gerbaudo.

Tutor Externo: Ing. Agustín Nardi

Entidad Receptora: Proyectos Mgter. Ing. Carlos Gerbaudo

Carrera: Ingeniería Civil – Plan 2005

Córdoba, Diciembre de 2017

AGRADECIMIENTOS

Agradecer a mis padres, Carolina y Daniel, por su amor, su apoyo incondicional de siempre y por inculcarme sus valores nobles. A mis abuelos, formadores y cultivadores de una gran familia, a mis hermanos Pablo y Milagros por estar siempre presentes, a mis compañeros y amigos de toda la vida de quienes guardo los mejores recuerdos, a mis tutores y compañeros de trabajo por acompañarme y brindarme la posibilidad de trabajar en esta hermosa rama del conocimiento como es la ingeniería. Y agradecer a Bárbara, mi compañera de cada día, por enseñarme de amor, coraje y sacrificio en la vida.

A mi abuelo Raúl.

INDICE GENERAL

1. INTRODUCCION

1.1 DESCRIPCION DEL INFORME	1
1.2. ORGANIZACIÓN DEL INFORME.....	3
1.3. OBJETIVOS GENERALES	4

2. DESCRIPCION DEL PROYECTO

2.1. INTRODUCCION	5
2.2. DESCRIPCION DEL PROYECTO	5
2.2.1. Localización de la obra	5
2.2.2. Origen del proyecto.....	6
2.2.3. Carácter del proyecto.....	8
2.2.4. Estado actual de la plaza	10
2.2.5. Solución general propuesta	11
2.2.6. Solución estructural propuesta.....	12
2.3. DESCRIPCION DE TAREAS REALIZADAS	13
2.4. RESULTADOS ESPERADOS	13

3. BASES DE DISEÑO

3.1. INTRODUCCIÓN.....	14
3.2. CONDICIONES GENERALES DE PROYECTO.	14
3.3. ESTUDIO DE TRÁNSITO.....	15
3.3.1. Condiciones de diseño en referencia al tránsito.....	16
3.4. ELEMENTOS ESTRUCTURALES COMPONENTES	16
3.4.1. Condiciones de diseño geotécnicos y estructurales	17
3.4.2. Pilotes hormigonados in-situ	18
3.4.3. Losa estructural del túnel.....	18
3.4.4. Viga de vinculación de cabezal.....	18
3.4.5. Viga de arriostramiento entre losas.....	18
3.4.6. Carpeta de compresión superior.....	19
3.4.7. Pantalla lateral de gunitado	19
3.4.6. Pantalla aliviada de hormigón.....	19

3.4.6. viga portal panel.....	19
3.5. CARGAS PARA EL CALCULO	19
3.6. CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES.....	20
3.6.1. Hormigones	20
3.6.2. Aceros.....	20
3.7. REGLAMENTOS DE DISEÑO	21
3.8. DATOS REQUERIDOS PARA LA MODELACION	21

4. ANÁLISIS DE ANTECEDENTES

4.1. INTRODUCCION	23
4.2. METODOLOGIA DE EXCAVACION CUT AND COVER	23
4.2.1. Cut and Cover (BOTTON UP)	23
4.2.2. Cut and Cover (TOP DOWN).....	25
4.2.3. Elección del sistema de excavación	27
4.3. PANTALLAS O MUROS ESTRUCTURALES	30
4.3.1. Método tradicional de muro colado	30
4.3.2. Método prefabricado	32
4.3.3. Método pantalla plástica tipo Pack.....	33
4.3.4. Muro Berlín.....	33
4.3.5. Pantalla de pilotes contiguos con método CFA.....	33
4.4. FACTORES Y CONDICIONANTES DE EXCAVACION	35

5.MARCO TEÓRICO

5.1. INTRODUCCION	37
5.2. DIMENSIONADO DE ELEMENTOS A FLEXION	37
5.3. DIMENSIONADO DE ELEMENTOS A FLEXO-COMPRESION	40
5.3.1. Forma de utilización de ábaco de interacción	42
5.4. DIMENSIONADO DE ELEMENTOS A CORTE	43
5.5. ELEMENTOS PRETENSADOS	44
5.6. RESISTENCIA AL CORTE DEL SUELO	47
5.3.1. Presión vertical.....	47
5.3.1. Presión horizontal activa.....	48
5.7. CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES	48

6. ANÁLISIS DE ELEMENTOS Y MODELACIÓN NUMÉRICA

6.1. INTRODUCCION	49
6.2. PERFIL GEOTECNICO DE LA TRAZA DEL BAJO NIVEL	49
6.3. CARGAS ACTUANTES	56
6.3.1. Peso propio de los elementos	57
6.3.2. Empuje lateral por sobrecarga a nivel de terreno	58
6.3.3. Empuje activo del suelo	58
6.3.4. Empuje pasivo del suelo	59
6.3.5. Empuje lateral debido al sismo	59
6.3.6. Sobrecarga de tránsito	60
6.4. MODELACION	62
6.4.1. Modelación de pilotes laterales	62
6.4.2. Modelación de losa alveolar	66

7. DIMENSIONADO DE ELEMENTOS

7.1. INTRODUCCIÓN	69
7.2. LOSA ALVEOLAR PRETENSADA	69
7.3. PANTALLA DE PILOTES DE H°A°	72
7.4. VIGA DE VINCULACION DE CABEZAL	74
7.5. GUNITADO ENTRE PIOLTES	76
7.6. PANEL PREFABRICADO	79

8. CONCLUSIONES FINALES

8.1. INTRODUCCION	81
8.2. CONCLUSIONES DE PROYECTO	81
8.3. CONCLUSIONES PERSONALES DEL ALUMNO	82

9. ANEXO - MEMORIAS DE CÁLCULO DEL PROYECTO

9.1. MEMORIA DE CALCULO DE PILOTES	84
9.2. MEMORIA DE CALCULO DE LOSAS	104

INDICE DE IMAGENES

2- DESCRIPCION DEL PROYECTO

Figura 2.1 – Imagen satelital de Plaza España (Google Earth)	5
Figura 2.2 – Imagen de Plaza España (Google Earth)	6
Figura 2.3 – Imagen de Formación de colas (Diario La voz del interior)	7
Figura 2.4 – Imagen de colapso de la plaza (Diario La voz del interior)	7
Figura 2.5 – Imagen superior actual de Plaza España (Google Earth)	10
Figura 2.6 – Imagen de estructuras de Plaza España (Google Earth)	11
Figura 2.7 – Bajo nivel previsto y sentidos de circulación	12
Figura 2.8 – Sección transversal del bajo nivel	13

4- ANALISIS DE ANTECEDENTES

Figura 4.1 - Metodología Cut and Cover Botton Up	24
Figura 4.2 - Ejecución de pilotes	25
Figura 4.3 - Excavación interna	25
Figura 4.4 - Ejecución de unión 1	25
Figura 4.5 - Ejecución de unión 2	25
Figura 4.6 - Resultado Final	25
Figura 4.7 - Metodología Cut and Cover Top Down	26
Figura 4.8 – Ejecución de pilotes	27
Figura 4.9 - Excavación superior	27
Figura 4.10 - Colocación losa	27
Figura 4.11 - Excavación interna	27
Figura 4.12 - Resultado final	27
Figura 4.13 - Excavación – Zonificación	29
Figura.4.14 - Excavación - Corte	29
Figura 4.15 - Excavación - Planta	30
Figura 4.16 - Esquema de ejecución de muro colado	32
Figura 4.17 - Esquema de ejecución de pilotes de Hormigón Armado	34
Figura 4.18 - Fotografía de pantalla de pilotes	35
Figura 4.19 - Esquema final de la pantalla de pilotes	35

5- MARCO TEÓRICO

Figura 5.1 –Diagrama de deformación y esfuerzos en sección rectangular(inti.gov.ar).....	38
Figura 5.2 –Diagrama de interacción de resistencia (Fuente: inti.gov.ar)	42
Figura 5.3 – Tensiones en sección de hormigón pretensado.....	45

6. ANÁLISIS DE ELEMENTOS Y MODELACIÓN NUMÉRICA

Figura 6.1 Posición de los sondeos exploratorios realizados en la zona bajo estudio.....	50
Figura 6.2. Perfil Estratigráfico y Modelo Geo mecánico	51
Figura 6.3 – Vista longitudinal lado derecho de salida del bajo nivel	54
Figura 6.4 - Vista longitudinal lado derecho de ingreso al bajo nivel	55
Figura 6.7 - Esquema de cargas en sección transversal	57
Figura 6.8 - Aplanadora de diseño	60
Figura 6.9 – Sentido de circulación de cálculo	60
Figura 6.10 – Subdivisión de fajas y carriles.....	61
Figura 6.11 – Modelación en estado Constructivo	64
Figura 6.12 – Modelación en estado limite ultimo y de servicio	64
Figura 6.13 – Modelación de empuje activo del suelo [t/m]	65
Figura 6.14 – Diagrama de Momento [t.m] y Corte [t.] por empuje activo del suelo	65
Figura 6.15 – Modelación de carga de tapada [t.m]	66
Figura 6.16 – Modelación de cargas debidas a transito –Sobrecarga Móvil.....	67
Figura 6.17 – Modelación de cargas laterales en zona de túnel.....	68
Figura 6.18 – Diagrama de Momento [t.m] y Corte [t.] para la combinación de esfuerzos más desfavorable.....	68

7- DIMENSIONADO DE ELEMENTOS

Figura 7.1 – Losa alveolar pretensada.....	70
Figura 7.2 – Pilote P1 en zona de trinchera	73
Figura 7.3 – Viga de cabezal de pilotes	75
Figura 7.4 – Vista lateral de viga cabezal en zona interior de bajo nivel	76
Figura 7.5 – Corte horizontal de pilotes y gunitado	77
Figura 7.6 – Vista lateral de viga cabezal en zona de bajo nivel	78
Figura 7.7 – Sección transversal de viga porta panel.....	79
Figura 7.8 – Pantalla lateral de hormigón alivianada.....	80

INDICE DE TABLAS

3. BASES DE DISEÑO

Tabla 3.1 Volúmenes horarios de entrada medidos año2016.	52
Tabla 3.2 Volumen horario de los pares O y D mas cargados en los tres turnos.....	62

6. ANÁLISIS DE ELEMENTOS Y MODELACIÓN NUMÉRICA

Tabla 6.1 Propiedades geotécnicas de los estratos que conforman el perfil geomecanico	49
Tabla 6.2 Determinación de cargas en función de la categoría del puente.....	49

CAPITULO 1

INTRODUCCION

1.1. DESCRIPCION DEL INFORME

El presente informe técnico constituye un resumen del trabajo realizado por el alumno Julián Rodríguez Saá para cumplimentar con los requisitos exigidos por la facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba en la obtención del título profesional de Ingeniero Civil.

El informe se realiza como parte constituyente de la asignatura denominada práctica supervisada o PS, esta, como su nombre lo indica, representa un trabajo que debe realizar el alumno con una totalidad de 200 horas bajo una serie de reglamentaciones normadas en convenio firmado entre el alumno y las partes actuantes.

La metodología consiste en la búsqueda por parte del alumno de una entidad receptora en la cual se desarrollen tareas diarias y específicas relacionadas al oficio de la ingeniería, con el fin de lograr el total de carga horaria que especifica el convenio. Previo a esta etapa, el alumno debe cumplir con una totalidad del 85 % de materias aprobadas lo cual supone un grado de conocimiento suficiente para poder ejecutar los trabajos requeridos. En lo que concierne a la temática, la misma debe estar referida a algún campo de acción vinculado al ámbito de ejercicio de la ingeniería civil tanto en sectores productivos como de servicios y siendo de entidad pública o privada. El trabajo debe ser supervisado por un docente de la facultad y un supervisor externo generalmente asignado en la empresa donde se realizará el trabajo. Una vez completadas las tareas mencionadas, el alumno debe elaborar un informe técnico sobre los trabajos realizados en la PS, el cual deberá, previa corrección y seguimiento docente, ser aprobado por un jurado evaluador.

En el marco de lo expuesto y con el fin de completar con el total de las asignaturas del plan de estudios previsto, el alumno obtuvo la posibilidad de realizar la práctica profesional supervisada en la empresa del Mgter. Ing. Carlos Fabián Gerbaudo.

La oficina de proyectos se encuentra constituida por un equipo de profesionales y asesores especializados que realizan innumerables trabajos en áreas de la Ingeniería Civil con aplicaciones de nuevas tecnologías, dando como resultado 25 años de trayectoria en la ingeniería de Puentes, Pasarelas, Túneles, Grandes Naves y Estructuras Especiales para Obras Viales e Hidráulicas.

Al alumno, le fueron asignados dos tutores como especifica el convenio firmado, los cuales fueron el Dr. Ing. Guillermo Gerbaudo por parte de la Universidad Nacional de Córdoba y el Ing. Agustín Marcelo Nardi como representante de la empresa.

Las tareas designadas por los tutores y desarrolladas por el alumno fueron referidas al proyecto propuesto por la Municipalidad de Córdoba en el cual convenio mediante se encargó a la prestigiosa Universidad Nacional de Córdoba particularmente a la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales (FCEFyN) el estudio y realización de un proyecto ejecutivo de licitación de obra que resulte como solución a la problemática que experimenta actualmente la Plaza España en relación al flujo y acumulación vehicular.

Este proyecto surge en la ciudad de Córdoba, Córdoba, Argentina, donde se ubica la Plaza España. La misma representa un elemento histórico y símbolo de la ciudad que actualmente se encuentra saturada en distintos horarios del día debido a la gran acumulación de vehículos que la atraviesan. Este aumento de demanda que experimentan las vías de circulación ha demostrado que es necesario intervenirla y dimensionar una oferta acorde para el tránsito actual y futuro. Adicionado al proyecto que resulte como solución, se plantea la ejecución de un museo en el interior de la plaza, este se sumará en sintonía a los que se ubican en el sector, como son el Palacio Ferreyra, Museo superior de bellas artes Evita, el Museo Emilio Caraffa, el Museo Provincial de Ciencias Naturales, el faro del Bicentenario y la Plaza del Bicentenario.

Para resolver la problemática en cuestión, el grupo de trabajo de la FCEFyN bajo la coordinación general del proyecto del Dr. Ing. Marcelo Zeballos, planteó un abanico de soluciones posibles como se verá en los capítulos desarrollados en el informe. Cada una de estas alternativas fue estudiada criteriosamente en base a las acciones, factores y efectos que involucraban y se llegó a la conclusión de realizar un bajo nivel en la Plaza España que vinculara la avenida Hipólito Yrigoyen sur con el Boulevard Chacabuco Norte. La solución se acompañará con una apertura de calle que vinculará las avenidas Concepción de Arenal y la Av. Presidente Julio Argentino Roca.

En la división de tareas por parte de la FCEFyN se determinó que el Dr. Ing. Guillermo Gerbaudo perteneciente al departamento de Construcciones Civiles

de dicha institución y docente titular de la cátedra de Diseño de Hormigón Armado y Pretensado de la carrera de Ingeniería Civil, fuera conjuntamente con otros profesionales el encargado de realizar el cálculo estructural del bajo nivel.

1.2. ORGANIZACIÓN DEL INFORME

El alumno efectuó sus horas de trabajo en la oficina INGROUP y bajo la supervisión de los tutores, quienes desempeñan su trabajo en dicho establecimiento, realizó una serie de tareas que incluían entre otras, el análisis de antecedentes, la determinación de cargas, las verificaciones de elementos estructurales componentes del túnel, el estudio y análisis de alternativas, la preparación de documentos técnicos y planos, la confección del cómputo métrico y la ejecución de memorias de cálculo.

El resultado de lo expuesto se analiza en el documento siguiente, donde se encuentran divididos los capítulos siguiendo un orden cronológico de avance de acuerdo a como se realizó el trabajo.

El **capítulo 1** contiene una introducción y organización del informe, y los objetivos buscados en el trabajo.

En el **capítulo 2** se presenta una introducción y descripción del problema de estudio, destacando el carácter interdisciplinario del mismo, mencionando la forma de trabajo, describiendo la organización de tareas y los resultados esperados.

El **capítulo 3** constituye un análisis de las bases de diseño que se utilizará para el proyecto, identificando los elementos requeridos en la ejecución y destacando formas de materialización.

En el **capítulo 4** se plantea un análisis de antecedentes de metodologías constructivas utilizadas en obras similares, con el objetivo de poder identificar los parámetros que caracterizan el problema, finalizando con la selección del método apropiado.

En el **capítulo 5** se realiza una descripción de los fundamentos teóricos de los métodos de cálculo que se utilizaran en el proyecto del bajo nivel.

El **capítulo 6** contiene el estudio de cada elemento constituyente del túnel, detallando los estados de carga considerados en los cálculos y su combinación. Se presenta también la modelación numérica de los elementos y se procede a la extracción de los resultados.

En el **capítulo 7** se presenta un resumen de las memorias de cálculo realizadas obteniendo de esta forma el dimensionado definitivo de los elementos en base a los datos extraídos, presentes en el computo métrico requerido para la licitación de la obra.

Por último y para finalizar el **capítulo 8** presenta las conclusiones obtenidas del trabajo y las experiencias propias del alumno en la realización de la práctica supervisada.

1.3. OBJETIVOS GENERALES

El objetivo general de la presente práctica profesional supervisada es la participación del alumno en el PROYECTO EJECUTIVO DE LICITACION COMPLETO PARA LA SISTEMATIZACION VIAL DE PLAZA ESPAÑA, de la ciudad de Córdoba, en las tareas relacionadas con el diseño estructural

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

1. Análisis y discusión de las Bases de Diseño para la obra en cuestión.
2. Planteo y evaluación técnico-económica de alternativas para las estructuras componentes.
3. Modelación numérica del bajo nivel en forma completa con la interacción entre los distintos componentes.
4. Interpretación del comportamiento global de la estructura de los muros ante cargas por empujes de suelo, cargas gravitatorias y cargas por acción sísmica.
5. 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.

La plaza España resulta ser una rotonda de morfología circular de radio constante donde confluyen ocho desembocaduras de algunas de las principales avenidas de la ciudad, estas son la Av. José Manuel Estrada, Av. Deodoro Roca, Av. Poeta Lugones, Av. Ambrosio Olmos, Av. Hipólito Yrigoyen y el Bv. Chacabuco, donde estas dos últimas poseen tanto ingreso como egreso a la plaza. La descripción de avenidas puede observarse en la figura 2.2.

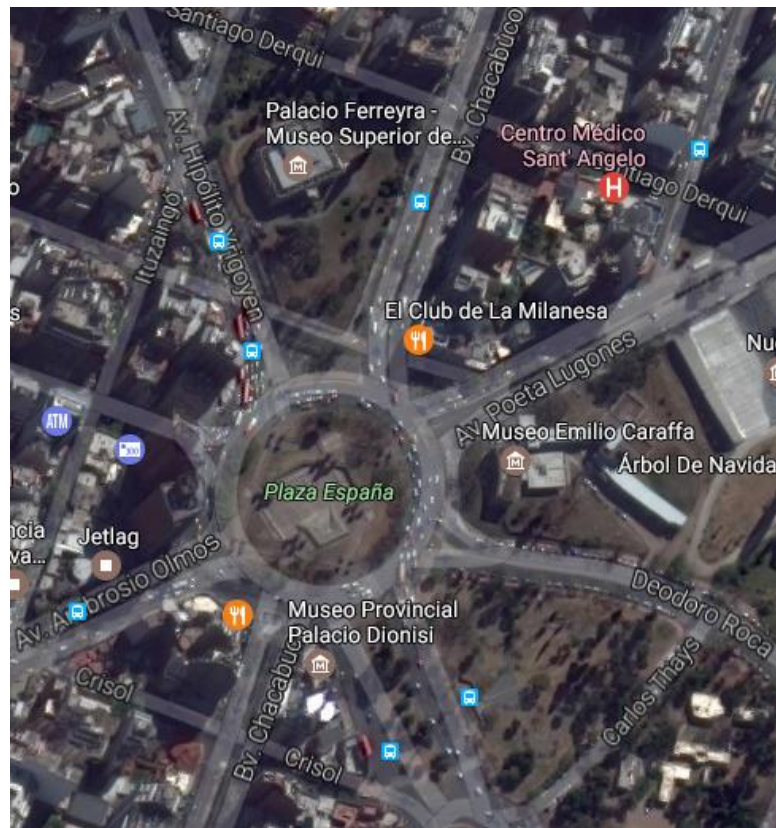


Figura 2.2 – Imagen de Plaza España (Google Earth)

2.2.2 Origen del proyecto

La obra del bajo nivel de plaza España surge debido a una problemática que se experimenta en la actualidad en lo que refiere al tránsito en las horas pico donde ocurre la mayor demanda, aquí se forman una serie de embotellamientos y demoras en el flujo normal esperable del tránsito que se ve acompañado de otros factores derivables de lo mencionado, estos son, la generación de colas en las diferentes avenidas y puntos de conflicto, la saturación o el aumento de la densidad de flujo de la calzada de la plaza, la contaminación sonora por acumulación de vehículos, el deterioro de la calzada debido al tiempo de aplicación de carga, posibles colisiones entre vehículos, complicaciones derivadas al tránsito peatonal etc. Estos problemas mencionados no pueden ser solucionados por los semáforos reguladores de tránsito que actualmente se encuentran instalados en algunas de las

desembocaduras de las avenidas. En las figuras 2.3 y 2.4 siguientes puede observarse lo mencionado respecto a acumulación vehicular.



Figura 2.3 – Imagen de Formación de colas (Diario La voz del interior)



Figura 2.4 – Imagen de colapso de la plaza (Diario La voz del interior)

Es por este motivo que la Municipalidad de Córdoba encarga a la facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales, en el año 2016, particularmente al Instituto Superior de Ingeniería del Transporte (ISIT) la realización de un estudio de los flujos de tránsito principales que experimenta la plaza durante el día, para determinar de esta forma cual resulta ser la vía más comprometida y así poder intervenirla con la creación de un bajo nivel carretero.

Adicionalmente a lo mencionado se estudiaron también todas aquellas combinaciones posibles que experimenta la plaza referidas a ingresos y egresos discretizando en cantidad y tipo de vehículo que la atraviesan. Esto

resulta ser así porque la plaza posee todo tipo de tránsito vehicular, de automóviles, camionetas, colectivos urbanos, colectivos interurbanos, colectivos de larga distancia, etc.

El estudio realizado por el ISIT arrojó una serie de datos de relevamiento del sector, acompañado de un estudio de alternativas factibles de materialización como solución. Dentro del informe podemos mencionar los siguientes datos referidos a la cantidad de tránsito que experimenta la plaza, lo cual nos permite tomar un dimensionamiento de la cuestión y a su vez realizar las proyecciones y estudios pertinentes teniendo en cuenta el nivel, volumen y magnitud requerido como solución.

En la actualidad, la Plaza España recibe un flujo diario de 106000 vehículos aproximadamente, estos acceden por 21 carriles distribuidos en 7 accesos y egresan por 20 carriles distribuidos en 7 salidas. El flujo horario pico es de 7000 autos, motos y camiones, 260 ómnibus, 120 bicicletas y 3300 peatones.

Del estudio realizado por el ISIT donde al disponerse de resultados o datos reales de circulación se proponen 6 soluciones factibles para la problemática que experimenta la plaza. El resultado de dicho estudio entrega que las avenidas más comprometidas resultan ser la Av. Hipólito Yrigoyen en dirección norte-sur y su viceversa con salida en el Bv. Chacabuco, donde el flujo mayor se tiene en esta última posibilidad.

De esta forma es cómo surge luego de una elección criteriosa entre las alternativas la idea de realizar un bajo nivel carretero que cumpla la función de canalizar el flujo de vehículos en la dirección Yrigoyen sur- Bv. Chacabuco norte logrando descongestionar la plaza y trabajar sobre los problemas mencionados.

2.2.3 Carácter del proyecto

El proyecto de solución resulta ser una intervención de gran magnitud en lo que actualmente se encuentra en funcionamiento y en operación. Análogamente a lo que ocurre con la dinámica de fluidos, podría pensarse al tránsito como un flujo de fluido natural que tiende a recorrer caminos que le impone el medio, y al intervenir este último, resulta de suma importancia diseñar una estructura que disminuya las pérdidas. Este concepto resulta aplicable a la totalidad de agentes involucrados en la construcción de la obra, así, cada área del conocimiento en ingeniería toma un rol protagónico con sus propios estudios y análisis particulares, pero estas deben necesariamente complementarse entre ellas para lograr el resultado esperado. Este trabajo en conjunto denota un claro carácter de tipo interdisciplinario.

Podemos nombrar resumidamente algunas áreas de trabajo como son:

- 1) **Análisis de tránsito actual y futuro:** El estudio de las vías de tránsito más comprometidas, si entendiéramos esto como la oferta actual, es necesario dimensionar una demanda acorde para dicho tránsito y su proyección al futuro.
- 2) **Diseño geométrico vial del túnel:** Este asegura drenajes correctos, curvas horizontales y verticales de radio tal que permitan desarrollar velocidades de diseño requeridas en el sitio, anchos de calzada, peraltes, altura de galibo, distancias de visibilidad y una correcta coordinación planialtimétrica.
- 3) **Diseño de paquete estructural:** El cálculo de las superficies que constituirán el pavimento, asegurando su correcto funcionamiento ante la cantidad y tipo ejes que atraviesen la futura vía.
- 4) **Estudio de suelo:** La caracterización del suelo del lugar en toda la longitud que ocupará el túnel, identificación de los diferentes estratos, determinación de profundidades de fundación, parámetros del suelo y estabilidad de taludes ante excavaciones a diferentes alturas.
- 5) **Relevamiento topográfico:** La caracterización de puntos en el terreno para asegurar los niveles de proyecto y radios.
- 6) **Composición estructural:** El dimensionado de cada elemento constituyente del túnel, de tal forma que la respuesta de la estructura local y global sea mayor a las sollicitaciones exteriores de peso, tránsito, empujes, etc. logrando resistencia y compatibilidad de deformaciones.
- 7) **Estudio de factibilidad e impacto ambiental:** Que la construcción de la obra genere una matriz de acciones y efectos con balance positivo, realizandolos estudios y audiencias públicas pertinentes.
- 8) **Factibilidad técnica y económica:** La posibilidad de ejecución de la obra prevista técnicamente, que el ahorro producido a los usuarios pague el costo de la obra en un cierto plazo, buena rentabilidad económica o bien que la oportunidad de invertir en el proyecto genere mayores beneficios que hacerlo en otra tipología semejante.

El carácter interdisciplinario se ve reflejado también en otros aspectos que no fueron nombrados como ser la tecnología de los materiales a utilizar, la arquitectura de la obra, etc.

Todo lo mencionado demuestra la necesidad de un trabajo en conjunto y coordinado entre distintas ramas del conocimiento, lo cual motiva a la Municipalidad de Córdoba encargar a un equipo de profesionales de la facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales el estudio y ejecución del proyecto ejecutivo del túnel.

2.2.4 Estado actual de la plaza

La plaza España se encuentra conservada en buen estado, donde las estructuras arquitectónicas originales se han mantenido de manera correcta con el pasar del tiempo.

Respecto a la estructura, se tienen veredas peatonales exteriores e interiores, el interior de la plaza se encuentra construido y posee bloques de hormigón de medidas considerables en ocho de sus bordes. Se tienen también árboles distribuidos en el perímetro de la plaza de tamaños considerables.

Una imagen de lo expuesto puede observarse en la figura 2.5 y figura 2.6.



Figura 2.5 – Imagen superior actual de Plaza España (Google Earth)

Estos elementos arquitectónicos que posee la plaza son considerados patrimonio cultural de la Ciudad por lo que la construcción del bajo nivel debe generar la menor afectación posible sobre los mismos, este condicionante sumado a otros de igual importancia se encuentran detallados en los capítulos que constituyen el informe y fueron los criterios de partida en lo que refirió a la elección de la solución.



Figura 2.6 – Imagen de estructuras de Plaza España (Google Earth)

2.2.5 Solución general propuesta

La solución propuesta surge como resultado de un estudio detallado de la zona en cuanto a la cantidad y tipo de actores involucrados en su funcionamiento diario, para ello el equipo de trabajo realizó una serie de tareas entre las cuales pueden mencionarse estudios de tránsito, recorridos de campo, estudios de suelo, relevamiento de servicios, etc. Estos estudios permitieron establecer la solución sobre la cual se trabajó.

Desde un punto de vista general, la solución está constituida por un bajo nivel o paso inferior de una longitud de 145 m, con tapada variable en toda su longitud y con zonas de tránsito superior, tanto vehicular como peatonal. Dicho paso inferior, posee dos trincheras de ingreso y egreso cuyas longitudes son de 180 m y 105 m respectivamente.

Esta solución se verá acompañada de una serie de medidas que realizará la municipalidad de Córdoba, particularmente la secretaria de planeamiento e infraestructura en lo que refiere a la creación de andenes para ascenso y descenso de pasajeros en un sector diseñado para tal fin antes del ingreso del paso inferior.

En la figura 2.7 puede observarse a gran escala el sentido de circulación dispuesto para el bajo nivel, y se ha remarcado también el sentido anti horario de circulación de la rotonda.

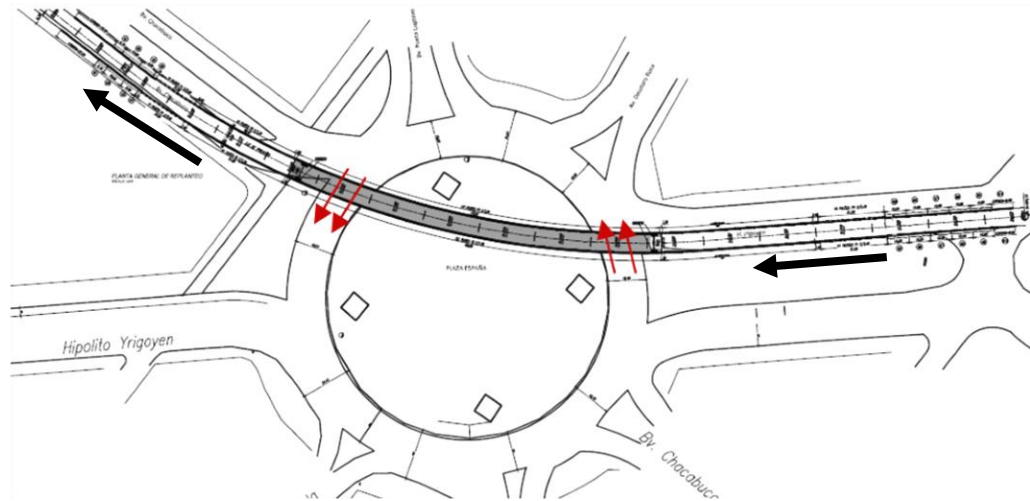


Figura 2.7 – Bajo nivel previsto y sentidos de circulación

El paso inferior posee solo una dirección de movimiento que es coincidente con los resultados del estudio de tránsito, se plantea el mismo con una sección libre de 4.3 m de altura y de 8.2 m de ancho que permita la ejecución de dos vías de circulación, es importante destacar que la dirección actual sobre la cual se emplazara el sector de ingreso al bajo nivel posee cuatro vías de circulación, es decir que al intervenir solo dos de estas, se permite continuar con las diferentes acciones, maniobras o combinaciones posibles de giro que la plaza posee actualmente.

2.2.6 Solución estructural propuesta

La solución estructural propuesta consiste en la ejecución de una serie contigua de pilotes a ambos lados del túnel con separación constante, variando las distintas profundidades de fundación, luego, en función de la metodología de excavación propuesta se plantea la colocación de una losa alveolar de tipo prefabricada en la zona de paso inferior, que se complementa con vigas de arriostramiento o vinculación longitudinal, tanto de pilotes como de losas.

Terminada la excavación se realiza la ejecución de una pantalla de gunitado entre pilotes y una vez finalizado dicho elemento se procede a la ejecución de una viga portal panel donde apoyan una serie de pantallas alivianadas que permiten la terminación correcta de los laterales del bajo nivel y trinchera.

En la figura 2.8 puede observarse un corte de la estructura planteada como solución para el caso donde no se tiene tapada superior, esta corresponde a la zona donde existe tránsito vehicular sobre la losa del bajo nivel.

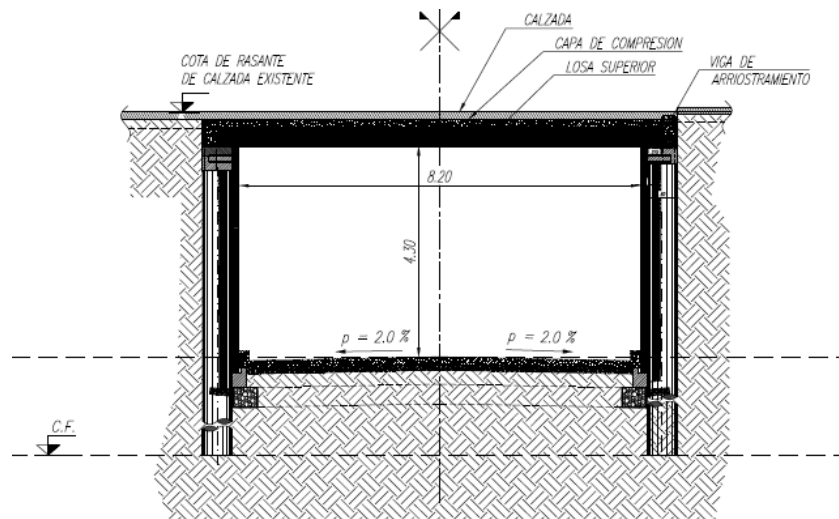


Figura 2.8 – Sección transversal del bajo nivel

2.3 DESCRIPCION DE TAREAS REALIZADAS

Las tareas realizadas por el alumno fueron, como se menciona en el capítulo introductorio, referidas a solución de la estructura, estas comprendieron entre otras, el análisis de antecedentes de obras similares, el estudio de las bases de diseño, el estudio de metodologías de ejecución posibles, el análisis de cargas de cada elemento, la modelación numérica de los elementos, el dimensionado de los mismos, el computo métrico de la obra y la confección de notas técnicas en referencia a los resultados.

2.4 RESULTADOS ESPERADOS

Mediante el presente informe se busca identificar cuáles son todos aquellos factores que deben tenerse en cuenta a la hora de realizar el cálculo estructural de un bajo nivel, logrando dimensionar cada elemento, ejecutando los planos de proyecto finales para licitación.

CAPITULO 3

BASES DE DISEÑO

3.1 INTRODUCCIÓN

Aquí se plantea la base de diseño que se utilizará en la construcción del paso inferior con una descripción del surgimiento de la solución, los condicionantes de importancia y los elementos constituyentes del proyecto. Se describen también los materiales a utilizar, los estados de cargas que se tendrán en cuenta para el diseño y la reglamentación y/o legislación a cumplir.

3.2 CONDICIONES GENERALES DE PROYECTO

El ente regulador de las operaciones de trabajo, en este caso la Municipalidad Nacional de Córdoba conjuntamente con el equipo de trabajo de la Facultad de ciencias Exactas Físicas y naturales, establecieron los lineamientos generales del trabajo, estos, debían encontrarse bajo el cumplimiento de las siguientes premisas de orden general cuya importancia debía ser considerada.

Estos lineamientos fueron en base a:

- 1- La minimización de la afectación de los espacios durante el desarrollo de la obra, esto resulta un ítem de importancia ya que la zona de la Plaza España posee todo tipo de tránsito y durante todo el día, es por ello que los cortes por operaciones que requiera la obra deben ser previamente estudiados criteriosamente.
- 2- El planteo de trabajo debe incluir una obra de bajo nivel entre la Avenida Yrigoyen sur y Bv. Chacabuco Norte. Es decir que el trabajo darse en base a esta solución ya que previamente fueron estudiadas y modeladas todas las opciones posibles de solución.
- 3- Las estructuras de solución no deben interrumpir el proyecto de museo que se desarrollara en el sector central, dado que se plantea una revalorización de la plaza España con una obra de esa tipología.
- 4- Generar una baja afectación de los componentes patrimoniales localizados en el sector, esto debido a que la zona de emplazamiento del

bajo nivel resulta ser uno de los sectores históricos de la capital cordobesa, con una serie de elementos simbólicos distribuidos en zonas aledañas a lo que sería la posible traza del bajo nivel, se consideran entre otros, monumentos, palacios, museos, etc.

3.3 ESTUDIO DE TRÁNSITO

El ISIT realizó un estudio en el año 2016 del tránsito que experimentaba la plaza logrando extraer datos de relevamiento que permitieron el estudio de una serie de 6 alternativas de solución constituidas por dos de tipo operacional y cuatro de tipo infraestructura.

Un resumen que demuestra el flujo y dirección de tránsito medido en la plaza y una discretización en base a encuentros de origen y destino puede observarse en la tabla 3.1 y 3.2.

ACCESO	Volumen horario entrada		
	Mañana	Mediodía	Tarde
YRIGOYEN(S)	1965	1684	1633
YRIGOYEN(N)	1432	1333	1470
LUGONES	1367	1318	1375
OLMOS	865	771	795
ESTRADA	783	673	778
ROCA	602	352	392
CHACAB.(S)	392	550	323
TOTAL	7406	6681	6766

Tabla 3.1 Volúmenes horarios de entrada medidos año 2016

Origen	Destino	Mañana	Mediodía	Tarde
OLMOS	LUGONES	369	314	314
LUGONES	OLMOS	494	544	581
YRIGOYEN(S)	CHACABUCO(N)	1410	1100	1139
YRIGOYEN(N)	YRIGOYEN(S)	706	736	958

Tabla 3.2 Volumen horario de los pares O y D más cargados en los tres turnos

Las alternativas estudiadas fueron:

- 1- Colocación de semáforos como solución operacional.
- 2- Cambio en el sentido de circulación del colectivo urbano de pasajeros
- 3- Estudio de colocación de carriles adicionales.
- 4- Bajo niveles Av. Yrigoyen Norte – Av. Yrigoyen Sur y Av. Yrigoyen Sur-Bvd. Chacabuco norte.

- 5- Bajo niveles Av. Poeta Lugones- Av. Ambrosio Olmos y Av. Ambrosio Olmos - Av. Poeta Lugones
- 6- Bajo Nivel Av. Yrigoyen Sur – Bvd. Chacabuco Norte

El ente encargado del estudio, realizó las mediciones y proyección a futuro a través de programas especializados y utilizados en la jerga de análisis de tránsito, entre estos se destaca el programa de origen alemán VISSIM, el cual permite el estudio y simulación de tránsito en ciudades. A su vez ejecuta proyecciones a futuro en base a una serie de datos de entrada, permitiendo el análisis de una serie de alternativas y otorgando resultados que permiten comparaciones certeras antes de una elección.

Luego podría citarse textualmente el resultado indicado por el área de transporte participante del proyecto la cual expuso en el informe final: “Como resultado de la modelación de múltiples escenarios integrando las demandas horarias en 3 horizontes de tiempo, la alternativa de construir un bajo nivel en la dirección Irigoyen Sur - Chacabuco Norte mostró ser la de mayor costo-eficiencia y compatibilidad con objetivos de desarrollo sustentable, brindando especial consideración a la participación del transporte motorizado masivo en los beneficios, sin afectar la situación actual de peatones y bicicletas, y preservando el entorno urbanístico del área”.

3.3.1 Condiciones de diseño en referencia al tránsito

En base a la elección de solución constituida por un bajo nivel que atravesara la Plaza España, los datos tomados como premisa para el dimensionado en tránsito fueron los siguientes:

- 1- El vehículo de diseño es un ómnibus urbano.
- 2- La velocidad de diseño es de 50 km/h.
- 3- La sección transversal de paso debe contener dos carriles y veredas auxiliares a ambos lados.
- 4- El gálibo mínimo es de 4,30 metros.
- 5- La calzada del bajo nivel es un pavimento de tipo rígido.
- 6- El desagüe desde el punto de menor profundidad del bajo nivel debe producirse a través de un sistema que opera en condiciones de flujo por gravedad.

3.4 ELEMENTOS ESTRUCTURALES COMPONENTES

En base a los lineamientos observados al comienzo del capítulo se trabajó sobre la solución estructural del bajo nivel, aquí se plantean de forma general los elementos que constituirán la solución. Luego, para ver el detalle de análisis de

cada elemento y las memorias de cálculo correspondientes pueden observarse los capítulos posteriores y el anexo del informe.

La solución estructural planteada se encuentra íntimamente vinculada a la geotécnica del lugar, es por ello que el cálculo de los elementos debe tener en cuenta condiciones críticas de diseño referidas a la combinación de cargas, pero principalmente al contenido de humedad de los estratos de suelo, este será uno de los condicionantes primordiales para la definición de las variables del proyecto como ser entre otras la separación de pilotes.

En base a esto último pueden mencionarse los condicionantes tenidos en cuenta para el diseño en lo que refiere a la geotecnia en vínculo con la estructura.

3.4.1 Condiciones de diseño geotécnicos y estructurales

Se plantearon para el cálculo distintos escenarios posibles ante los cuales la estructura debe verificar, estos responden a las situaciones posibles con distintas probabilidades de ocurrencia cada una.

Se tomarán para el cálculo condiciones de diseño en referencia a la saturación del suelo, esto es:

1- Condición crítica de diseño.

Estrato 1: Suelo saturado.

Estrato 2, 3 y 4: Suelo con humedad natural.

Es decir que se toman aquí consideraciones posibles de situaciones de rotura de conducciones de fluidos en las proximidades de la obra. Se debe considerar como base de análisis en función de la infraestructura próxima a la misma.

2- Situación sin potencial saturación.

Estrato 1 a 4: Suelo humedad natural.

Luego en base a esto último, surgen los distintos escenarios de carga que se tomaron como base para el dimensionado:

1- Situación frecuente: Combinaciones de cargas que no incluyen el sismo, con el 50% de la sobrecarga móvil. Condición de humedad crítica.

2- Situación poco frecuente: Combinaciones de cargas que no incluyen el sismo, con el 100% de la sobrecarga móvil. Condición de humedad crítica.

3- Situación extrema: Cálculo para combinaciones de carga que incluyen el sismo, con el 25% de la sobrecarga móvil.

3.4.2 Pilotes hormigonados in-situ

Se utilizarán pilotes de tipo hormigonado in-situ, esta técnica se ve avalada por años de experiencia en el medio, los pilotes serán de diámetro 0.8 m, con una separación entre ellos de 1.6 m. La separación en este caso será constante para todo el túnel, y variará su profundidad de fundación en cada zona de túnel, disminuyendo a medida que nos acercamos a los ingresos.

La forma de construcción será del tipo pilote excavado y hormigonado in situ con lodo bentónico en las zonas que así lo requieran, este tipo de pilotaje es de utilización común en el lugar, lo que generara agilización en el tiempo de ejecución.

3.4.3 Losa estructural del túnel

Se planea utilizar losas de tipo pretensadas, estas serán ejecutadas previamente en obra o adquiridas directamente a un proveedor y luego trasladadas al lugar de emplazamiento, se utilizaran aquellas de tipo alveolares, las mismas serán colocadas una vez que se tenga ejecutada la pantalla lateral de pilotes y la viga de arriostamiento de estos, las losas serán de 0.4 m de altura y 1.2 m de ancho con un total de 9 alveolos reductores de peso propio, estas serán de tipo simplemente apoyadas y sus dimensiones serán las necesarias para cubrir el ancho total del túnel, las alturas de las mismas y su ancho serán verificadas a través de una modelación con cargas actuantes y combinaciones.

3.4.4 Viga de vinculación de cabezal

Se plantea una viga longitudinal de pilotes para vincular la respuesta de estos ante las cargas solicitantes, la misma debe ser ejecutada en toda la longitud de pilotes, esta permitirá el apoyo efectivo de la sola. Las dimensiones serán de 0.9 m por 0.5 m, son de diámetro mayor a los pilotes de tal forma de tener vinculación con los paneles de hormigón prefabricado alivianado.

3.4.5 Viga de arriostamiento entre losas

Se plantea una viga de arriostamiento entre losas, de tal forma de vincular el efecto de estas para aquellas zonas donde se tenga carga superior de tránsito peatonal o vehicular.

3.4.6 Carpeta de compresión superior

Se tendrá por sobre la losa pretensada una carpeta de compresión de 15 cm de espesor que permita uniformizar la acción de las losas en sentido longitudinal y lograr una leve pendiente a la parte superior del bajo nivel para desviar posibles filtraciones de líquidos.

3.4.7 Pantalla lateral de gunitado

Los pilotes serán vinculados entre sí en sentido longitudinal por una pantalla de gunitado, esta tendrá un espesor mínimo de 12 cm, poseerá una leve curvatura y su altura será en correspondencia a la distancia a cubrir entre la losa alveolar y la base del bajo nivel coincidente con la rasante o viga porta panel.

3.4.6 Pantalla aliviada de hormigón

Estas pantallas aliviadas constituirán paramento lateral vertical del túnel, estas serán pantallas cuyo objetivo consiste en dar un terminado o acabado principalmente a las paredes del bajo nivel. Es por ello que las mismas no poseerán demasiadas condiciones en cuanto a su dimensionado.

3.4.6 viga portal panel

Los paneles mencionados en el ítem anterior, deben encontrarse apoyados sobre una viga porta panel, esta permitirá retener las cargas provenientes de los mismos y transferirlas hacia la fundación.

3.5 CARGAS PARA EL CALCULO

Los estados de cargas considerados para la determinación de las solicitaciones en los elementos estructurales mencionados en el apartado anterior serán:

- 1- El Peso propio de elementos.
- 2- Cargas permanentes (estructuras existentes a nivel de terreno, nuevo pavimento a construir, etc.).
- 3- Sobrecargas móviles según Reglamento de la DNV.
- 4- Acción del Sismo en dirección transversal al túnel, según Reglamento INPRES-CIRSOC 103.
- 5- Acción del Sismo en la dirección longitudinal del puente, según Reglamento INPRES-CIRSOC 103.

3.6 CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES

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

3.6.1 Hormigones

a) Hormigón para tabiques laterales

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

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

b) 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).

c) Vigas de vinculación

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

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

d) Losa prefabricada

Hormigón clase H-30 s/ CIRSOC 201-2005.

$f'_c = 30$ MPa Resistencia especificada a la compresión (28 días).

e) Vigas de arriostramiento

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

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

3.6.2 Aceros

a) 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/cm² Tensión de fluencia.

b) Acero especial para Hormigón Pretensado

Cordón de 7 alambres para pretensado:

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

Sección neta del cordón: $A = 0.987$ cm².

d) Acero C1900, Grado 270 “Baja Relajación”, s/ Norma IRAM-IAS U-500-03.

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

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

Alargamiento de rotura mínimo ($L_0 = 600 \text{ mm}$): $\varepsilon_r = 3.5 \%$.

e) 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, $f_y = 240 \text{ MPa}$.

3.7 REGLAMENTOS DE DISEÑO

Los reglamentos propuestos para el proyecto y diseño de todas las estructuras de la obra se resumen en el siguiente listado.

- CIRSOC 101 – 2005. Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y otras Estructuras.
- 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.

3.8 DATOS REQUERIDOS PARA LA MODELACIÓN.

Para el correcto estudio y modelación de los elementos se pretende la determinación de una serie de parámetros que serán los que caracterizarán tanto al túnel como a sus alrededores, y constituirán el punto de partida o de base sobre el cual se trabajara.

Estos elementos serán determinados por diferentes estudios de campo, antecedentes de obras similares, antecedentes de obras en el sector planteado para el túnel, etc.

A continuación, se mencionan algunos de los parámetros requeridos para el cálculo del bajo nivel:

A - Geometría de elementos

$H = \text{altura de galibo vertical} = 4,3 \text{ m}$

Z = profundidad de cota de fundación de pantallas laterales

$H1$ = altura de terreno natural a la losa superior (tapada máxima)

B = distancia de galibo horizontal = 8,2 m

$E1$ = espesor de paquete estructural existente

S = Separación entre pilotes

ϕ = Diámetro de los pilotes

L = Longitud de pilotes

B - Estudio de suelos

γ_s = Peso específico suelo seco

γ_h = Peso específico suelo húmedo

γ' = Peso específico suelo sumergido

φ = Angulo de fricción interna

c = Cohesión suelo

d_n = Distancia napa freática

E = Modulo de elasticidad del suelo.

E_a = Empuje activo del suelo

E_p = Empuje pasivo del suelo

C - Sismo

Zona sísmica

Tipo construcción

Tipo suelo

Factor riesgo

CAPITULO 4

ANALISIS DE ANTECEDENTES

4.1. INTRODUCCION

En el presente capitulo se analizan las distintas metodologías de excavación que podrían implementarse en la construcción del bajo nivel en base a los antecedentes de aplicaciones similares. Cada uno de los métodos posee características y condicionantes particulares que deberán ser analizados en detalle para la elección del sistema de excavación que resulte factiblemente posible. Esto deberá complementarse con los condicionantes externos a la obra que derivan de su lugar de emplazamiento.

Se analizan aquí también las metodologías a través de las cuales pueden ejecutarse los muros de sostenimiento lateral, los materiales a emplear en los elementos de la solución estructural propuesta.

Se finaliza con la elección de dos alternativas sobre la cual se trabajará en los capítulos posteriores.

4.2. METODOLOGIA DE EXCAVACION CUT AND COVER

La metodología de excavación Cut and Cover es empleada en una gran cantidad de estructuras que implican extracciones de suelo a distintas profundidades, esta, como su nombre lo indica resulta de cortar el terreno necesario para el emplazamiento de la obra y luego, una vez finalizadas las operaciones requeridas para la construcción, se cubre el elemento con el suelo previamente extraído.

Esta metodología presenta dos variantes que se explican a continuación:

4.2.1 Cut and Cover (BOTTON UP)

Se realiza la excavación hasta el nivel previsto para la losa superior del bajo nivel y se continua con la ejecución de la pantalla lateral (pantalla de pilotes, muro colado, muro prefabricado, muro pantalla plástica “tipo pack”, etc.) hasta su respectiva cota de fundación.

Aquí, las pantallas previamente ejecutadas funcionan como muros de sostenimiento lateral ante la inestabilidad del suelo, lo que permite la posterior extracción del volumen del paso inferior, sin prever el requerimiento de un sistema particular de entibamiento. Debe destacarse como condición obligatoria que la profundidad de desplante o bien la cota de fundación de la pantalla supere el galibo previsto del túnel más el paquete estructural del camino, de esta forma se permite al suelo desarrollar un empuje que contrarreste el empuje activo del suelo debido a la excavación.

Luego, el sistema ya se encuentra en condiciones de realizar las operaciones normales de construcción de paquete estructural, tratamientos y terminaciones necesarios en tabiques laterales seleccionados y envigas de vinculación e uniones. Una vez terminados dichos trabajos, se procede a la colocación de la losa, esta puede ser de tipo prefabricada o bien hormigonada in situ - previendo el sistema de encofrados, uniones y detalles según requiera cada metodología.

Por último y para finalizar se realiza el relleno de material hasta el nivel de terreno natural con las operaciones de compactación requeridas. Un esquema sencillo de entendimiento puede observarse en la figura 4.1.

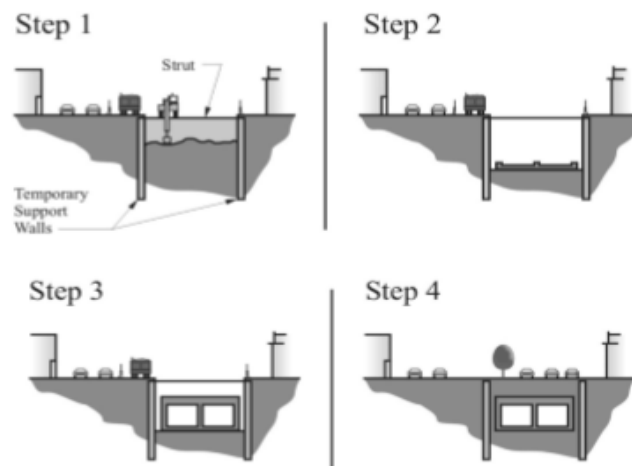


Figura. 4.1 – “Metodología Cut and Cover Bottom Up”

Un esquema más explicativo de la metodología descrita aplicada al caso particular del bajo nivel de la Plaza España puede observarse en las figuras siguientes, estas corresponden al resultado final del proyecto en lo que refiere a excavación.

Se comienza en primera medida con la excavación y preparación para posteriormente ejecutar de pilotes (fig. 4.2), luego de ejecutado el pilotaje se continúa con la excavación propia del bajo nivel (fig. 4.3). Una vez

Una vez finalizado el proceso de construcción de los elementos laterales se dispone la ejecución de la losa, nuevamente de tipo prefabricada o bien hormigonada in situ, con detalles de elementos de unión e impermeabilización constructivos finales (vigas de vinculación). La ventaja de esta tipología radica en el ahorro de encofrados por apoyo directo en suelo y en la ejecución certera de vínculos entre pantallas laterales y la losa. Esto permite rellenar el volumen previamente extraído para las operaciones mencionadas y continuar con la excavación en el interior del bajo nivel desde ambos frentes de ataque.

La diferencia fundamental de esta metodología con respecto a la anterior es que aquí se permite la reanudación de las actividades habituales a nivel de terreno sin la interrupción de las mismas en el plazo total de ejecución del túnel. Es por ello que se debe analizar de antemano, la correcta concreción de instalaciones auxiliares, espacios de funcionamiento de maquinarias y ventilación para operaciones de excavación en el interior del túnel.

Puede observarse la figura 4.7 la cual demuestra lo explicado anteriormente.

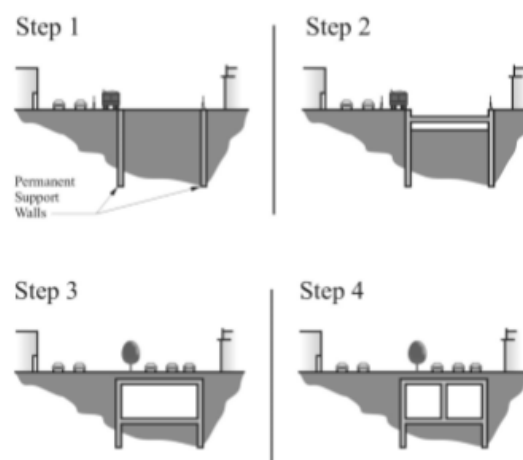


Figura. 4.7 – “Metodología Cut and Cover Top Down”

Las figuras siguientes permiten visualizar la posible metodología a utilizar, comenzando primeramente con la ejecución de las hileras de pilotes a nivel de suelo (fig. 4.8), luego se avanza con la excavación hasta el nivel inferior de losa (fig.4.9), lo cual permite la colocación de la misma con base de apoyo para las uniones mencionadas (fig.4.10).

De aquí se comienza con el plan de excavación donde una alternativa podría ser ejecutarla a 45 grados o con ángulos mayores verificando estabilidad y seguridad de operaciones (fig. 4.11).

Llegando por último a la disposición final que puede observarse en la (fig. 4.12).

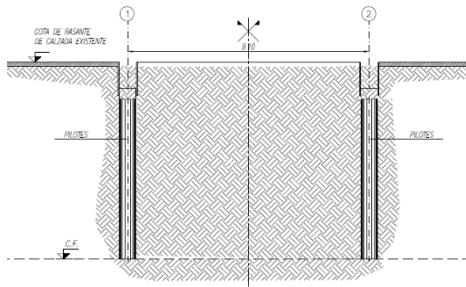


Figura. 4.8 - "Ejecución de pilotes"

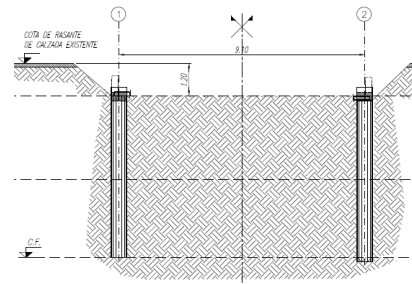


Figura. 4.9 - "Excavación"

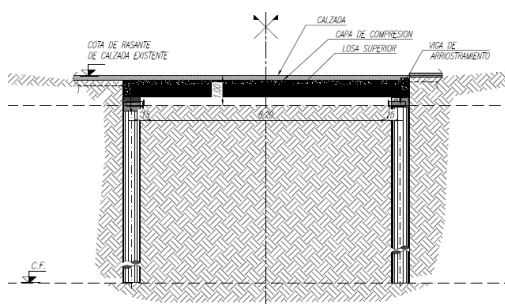


Figura.4.10 - "Colocación losa"

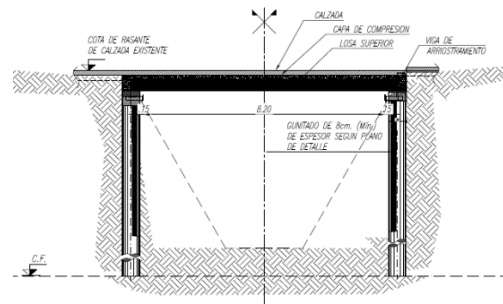


Figura. 4.11 - "Excavación interna"

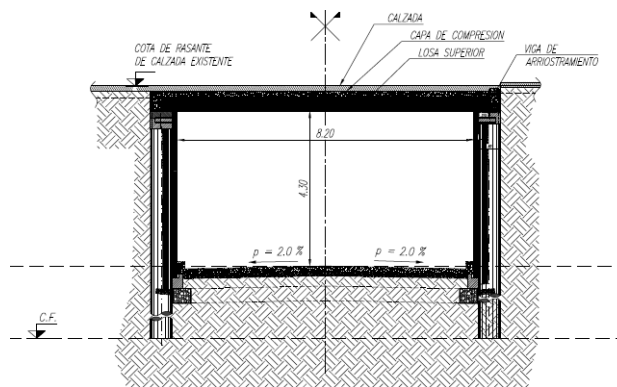


Figura. 4.12 - "Resultado final"

4.2.3 Elección del sistema de excavación

La elección del sistema de excavación para la obra del bajo nivel, tiene como punto principal el tiempo de ejecución de las obras ya que la traza del mismo intersecta zonas de gran caudal o flujo de vehículos y personas. Esta cantidad de tiempo generaría la imposibilidad total de una serie de combinaciones en referencia al tránsito vehicular, como ser, las transiciones de este a oeste o viceversa por las avenidas, y en referencia al tránsito peatonal ya que la superficie ocupada ancho del bajo nivel (galibo horizontal más los espacios de alrededores destinados

a maquinaria) y el largo del mismo (traza del túnel) constituirían una zona de interrupción para la innumerable cantidad de peatones que habitualmente atraviesan dicho sector.

Por otro lado, el bajo nivel constituye una obra que principalmente se desarrolla en el sentido longitudinal, es por ello que tomando esta característica como ventaja se plantea como solución a la problemática expuesta la utilización de una combinación de los métodos Cut and Cover Botton Up y Top Down.

Ambos métodos son igualmente aplicables y no son excluyentes entre sí.

De esta forma se decide un plan de trabajo el cual sería para efectivizar los tiempos de obra el cual contemplaría:

Primer Etapa:

A- Ejecución de pilotaje en las progresivas que contemplen la zona interior de la Plaza España sin tener en cuenta la calzada de la rotonda.

Aquí sería aplicable el procedimiento de excavación y construcción Cut and Cover Botton Up, figuras 4.2 a 4.6.

B- Ejecución de pilotaje en las progresivas que contemplen las trincheras de ingreso y egreso a la plaza de la Plaza España, tomando como limite la calzada de la rotonda. Es decir que tanto el punto A como el B no interrumpen el transito correspondiente a la calzada de la Plaza España.

Aquí sería aplicable el procedimiento de excavación y construcción Cut and Cover Botton Up, figuras 4.2 a 4.6.

Segunda Etapa:

C- Ejecución de pilotaje en las progresivas que contemplen la zona de calzada de la Plaza España, tanto la zona sur como la norte de la plaza.

Aquí sería aplicable el procedimiento de excavación y construcción Cut and Cover Top Down, figuras 4.8 a 4.12.

Para realizar esta segunda etapa sería recomendable ejecutar un plan de trabajo, debido a que la excavación en un ambiente cerrado tiene sus complicaciones de ventilación, iluminación, peligros, etc.

Se plantea entonces el siguiente esquema de trabajo a modo de ejemplo en base al tipo de excavación Cut and Cover Top Down, donde una vez ejecutada la losa puede trabajarse desde ambos frentes de bajo nivel, para luego concluir con la parte interior, esto puede observarse en la zonificación propuesta en la (fig. 4.13). Los trabajos en detalle de zona 2 pueden observarse en la (fig. 4.14) donde se observa un corte de la sección y se plantea la excavación interior mediante maquina tipo Bobcat, se extrae el material de la zona central dejando ángulos de talud que permitan el ingreso y operación de la maquinaria. Una vez finalizada la extracción intermedia se procede a la ejecución de las pantallas laterales de gunitado según se muestra en la (Fig.4.15). Aquí se elige un módulo de excavación que puede coincidir o no necesariamente con la separación de pilotes, se ejecutan las extracciones de material (alternadamente) y posteriormente se realizan las pantallas. Una vez finalizadas las mismas se repiten las operaciones para las demás zonas completando el trabajo.

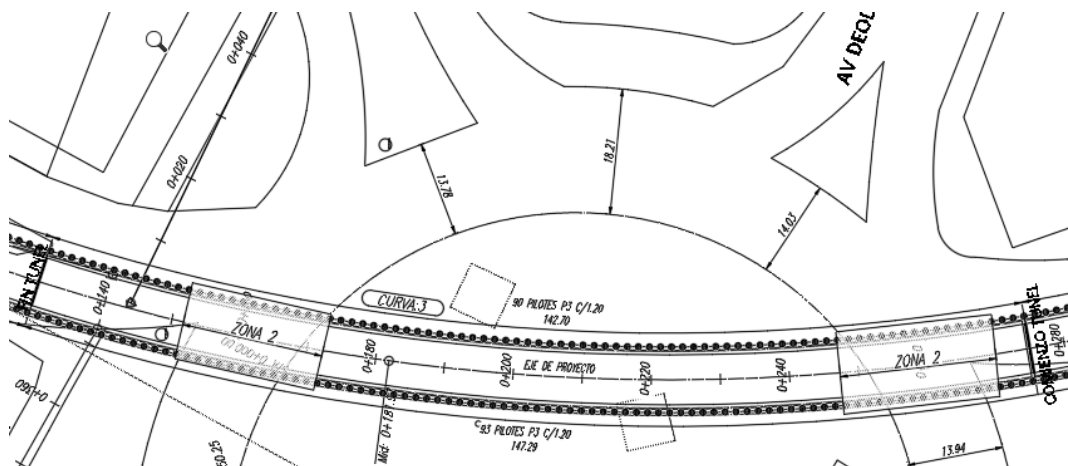


Figura. 4.13 - "Excavación – Zonificación"

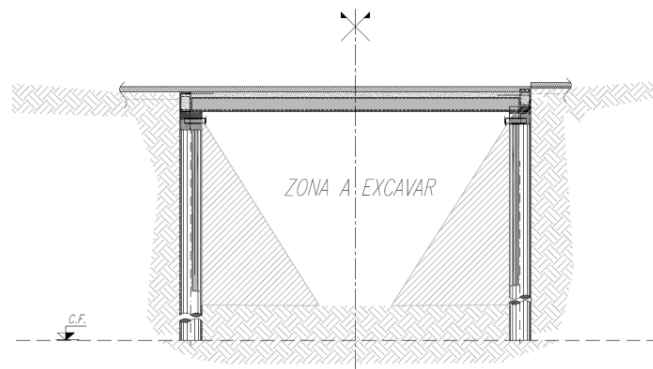


Figura. 4.14 - "Excavación - Corte"

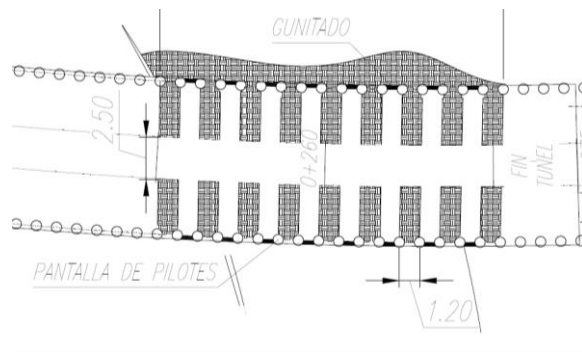


Figura.4.15 - "Excavación - Planta"

4.3 PANTALLAS O MUROS ESTRUCTURALES

Las pantallas o muros estructurales serán complementadas con el método de excavación seleccionado, al igual a lo establecido en el ítem excavaciones podrían combinarse los diferentes tipos de soluciones para sostenimiento lateral del suelo.

Por otro lado, podría utilizarse un muro tradicional de sostenimiento para aquellas zonas de la traza donde la diferencia de cota entre rasante y camino no supere los dos metros de altura, esta premisa permite la construcción de sistemas sin pilotaje en el comienzo y salida de trinchera hasta alcanzar a altura mencionada como límite.

Estos muros de sostenimiento poseen una pared vertical encargada de contrarrestar el empuje proveniente del suelo y poseen una base sobre la cual se asienta el propio peso del suelo mencionado que mejora la respuesta ante el deslizamiento y la acción de vuelco.

Luego, en aquellas alturas superiores a los dos metros se tendrán pantallas laterales o muros estructurales en los cuales debe preverse como requerimiento principal que la cota de fundación supere la cota de rasante de camino para permitir una efectiva reacción ante el empuje activo del suelo que produciría el vuelco.

Para la construcción de las pantallas se prevé alguno de los siguientes sistemas:

4.3.1 Método tradicional de muro colado

Este tipo de solución constituye un muro de hormigón armado continuo en toda la longitud requerida, el cual, a través de su espesor

generalmente constante constituye un elemento resistente ante las acciones laterales del suelo. El sistema constituye un entibamiento de tipo fijo que perdurara en la vida útil de la obra en cuestión y su elección suele estar vinculada a la ventaja de producir el soporte lateral, pero a su vez constituir un elemento estructural de resistencia de la obra a construir.

Este tipo de soluciones suele utilizarse en innumerables obras de ingeniería, como ser, construcciones de bajo niveles, túneles, trincheras, cavernas, subsuelo de edificaciones, pantallas alargadoras de flujo en presas de gravedad, etc.

El método de construcción se expone a continuación (materias.fi.uba):

En primer lugar, se construye una zanja de poca profundidad cuyas paredes se sostienen mediante muros guía. Esta zanja sirve para alimentar la excavación con lodos de perforación y guiar la máquina excavadora. Se continúa la excavación, manteniendo el nivel del lodo entre los muros guía.

Una vez terminada la excavación se limpia y se coloca la armadura previamente montada y se sitúan en los extremos del entrepaño los tubos de encofrado, para asegurar una buena junta de hormigonado.

El hormigonado se realizará a través de una canaleta que llega hasta el fondo y que durante toda la operación debe permanecer siempre introducida en la masa de hormigón. De esta forma el hormigón va rellenando la excavación desplazando el lodo, que es evacuado hacia un depósito de almacenamiento o hacia otro entrepaño en proceso de excavación. Antes que endurezca completamente el hormigón, se extraen los tubos junta. Se puede observar en la Figura 4.16 un esquema de los pasos que constituye el método constructivo.

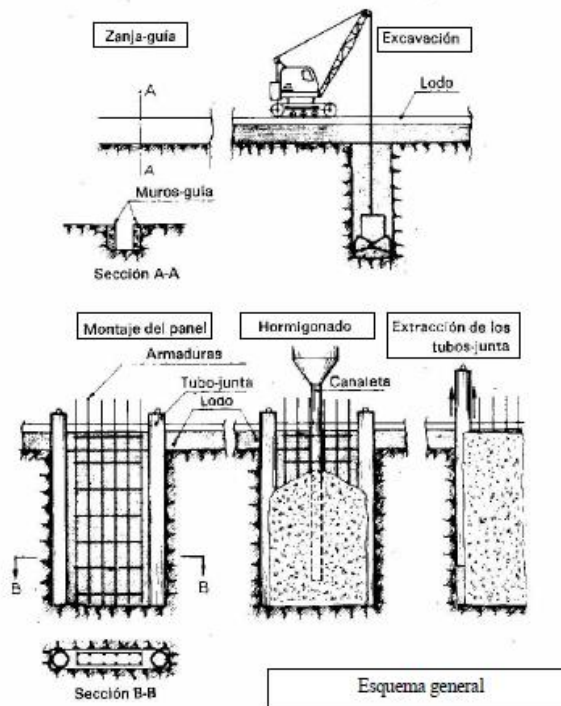


Figura 4.16 – “Esquema de ejecución de muro colado”

4.3.2 Método prefabricado

El muro Milán prefabricado provee el terminado que otorga un colado con cimbra y es aplicable a cajones de cimentación de edificios, canales de estaciones del Metro, pasos a desnivel, cárcamos de bombeo de gran capacidad, muelles de carga y, en general, cualquier obra que requiera rapidez, acabado aparente, gran impermeabilidad y sitios donde el espacio de trabajo se encuentre limitado. Estos se colocan en zanjas perforadas y estabilizadas por medio de un lodo fraguante (agua: bentonita: cemento). La liga entre paneles se realiza mediante una junta impermeable inflable de neopreno llamada también Junta Water Stop.

Las ventajas que pueden mencionarse de este método constructivo resultan:

- ✓ Rapidez de montaje
- ✓ Reducción Mano de Obra (2 operarios + 1 operador de grúa)
- ✓ Reducido plazo de ejecución del muro.
- ✓ Sin encofrados.
- ✓ Mayor limpieza en obra.
- ✓ Flexibilidad y adaptación incluso en obra.

- ✓ Piezas especiales para esquinas, huecos de ventilación, ventanas, pilares, paso de tubos, etc.
- ✓ Acabado liso, sin coqueras ni poros.

4.3.3 Método pantalla plástica tipo Pack

El muro Milán plástico armado tiene la finalidad de crear planos de impermeabilización y así evitar flujos de agua que pudieran poner en riesgo la estabilidad de la estructura. Se utilizan con mayor frecuencia en los tratamientos de cimentación de presas, de ataguías, muros de contención, cajones o cárcamos impermeables. Se realizan muros plásticos de lechada cemento-bentonita o de concreto plástico, armados con perfiles metálicos para dar capacidad a flexión.

Se constituye de esta forma una pantalla plástica rica en cemento (450 a 500 kg/m³), luego se disponen los perfiles en función de la resistencia requerida y al fraguar el propio lodo, se genera la pantalla estructural.

4.3.4 Muro Berlines

Esta metodología emplea la utilización de perfiles metálicos hincados en el suelo, estos perfiles pueden ser del tipo doble T, de tal forma que permitan la colocación entre ellos de elementos prefabricados que soportaran el empuje activo del suelo, estos pueden ser de hormigón o bien de madera, y los mismos permite realizar excavaciones posteriores.

Esta metodología de construcción sirve fundamentalmente como contención para construcciones posteriores y no como pantalla estructural propia del elemento futuro.

4.3.5 Pantalla de pilotes contiguos con método CFA

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

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

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

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

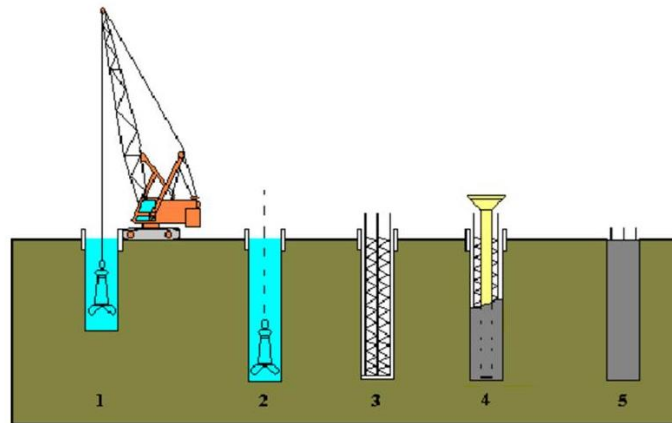


Figura 4.17 – Esquema de ejecución de pilotes de Hormigón Armado

En las figuras 4.18 y 4.19 pueden observarse imágenes del antecedente de base utilizado en el proyecto, el mismo corresponde a la obra de túnel carretero de la Calle Angosta en la provincia de San Luis, Argentina. Aquí se utilizó una solución similar a la planteada en la obra de la Plaza España, este resultado estructural comprobado cumple con los requisitos planteados en la obra en cuestión y presenta una experiencia satisfactoria de solución.

Particularmente las figuras muestran la pantalla contigua de pilotes, la viga riostra de vinculación, la viga porta panel y la pantalla aliviada de hormigón.



Figura 4.18 – Fotografía de pantalla de pilotes



Figura 4.19 – Esquema final de la pantalla de pilotes

4.4. FACTORES Y CONDICIONANTES DE EXCAVACION

Las metodologías descritas han sido utilizadas en innumerables obras de ingeniería algunas con mayor frecuencia que otras, otorgando buenos resultados.

Particularmente los muros pantalla ejecutados mediante pilotes o muro colado resultan ser de mayor utilización en nuestro medio, lo cual no implica que los demás no sean igualmente aplicables, es decir, al

analizar los factores condicionantes del lugar debe incluirse como ítem adicional aquella metodología que presente una cierta experiencia de aplicación asegurando una factibilidad técnica respecto a la localidad en que se ejecutara la obra, de tal forma que no se incurran a costos elevados (factibilidad económica) por la necesidad de solicitar tecnologías que no son aplicables en el medio.

El ejemplo expuesto en muros pantallas sobre los condicionantes de factibilidad técnica y económica son aplicables a todos aquellos elementos identificados en el problema.

Una correcta armonía entre estos dos condicionantes son los que determinan cual es la metodología de excavación y construcción más apropiada para el lugar de emplazamiento de la obra.

En base a lo expuesto en el capítulo 2 sobre el entorno y localización de la obra y una vez explicados los métodos constructivos y de excavación más comunes a ser aplicados, el alumno intentara identificar todos aquellos factores a ser tenidos en cuenta para la elección de un método definitivo.

Estos serían:

1. Tipo suelo característico del lugar en perfil longitudinal y transversal
2. Angulo de talud estable de suelo
3. Repuesta del tipo de suelo ante variaciones de humedad
4. Profundidad de la napa freática y sus movimientos
5. Condiciones del agua subterránea
6. Metodología de excavación factible
7. Costos de la metodología de fundación
8. Tipología de muros laterales de sostenimiento
9. Ejecución efectiva de nudos
10. Análisis de corte de tránsito
11. Posibles desvíos de tránsito
12. Costos de transporte de materiales
13. Costos debido al corte y desvío de tránsito de cada método Cut and Cover
14. Tiempos de ejecución
15. Análisis de instalaciones de servicios existentes

CAPITULO 5

MARCO TEORICO

5.1 INTRODUCCION

En el presente capítulo se disponen las bases teóricas que permitirán el cálculo de los elementos estructurales del bajo nivel, se intenta obtener un panorama teórico resumido de como dimensionar o verificar secciones de hormigón armado ante las solicitaciones predominantes.

5.2 DIMENSIONADO DE ELEMENTOS A FLEXION

En el diseño planteado como solución se tienen elementos que se encuentran sometidos principalmente a flexión, este esfuerzo generado por cargas transversales al eje de los elementos es el originador de un momento resultante externo que requiere ser contrarrestado por una sección del elemento estructural lo suficientemente resistente para no producir la falla o fisuras considerables en estado de servicio o bien el colapso en estado limite último.

Esto debe pensarse como un elemento que se encuentra solicitado por un esfuerzo que intenta llevarlo hasta la rotura y el mismo debe resistir la acción con una combinación de sus materiales constituyentes y con un procedimiento de respuesta que constituya en sí mismo un mecanismo.

La forma del mecanismo y los materiales de composición han sido motivo de estudio de muchos años, llegando como resultado al hormigón armado, este material compuesto es capaz de resistir la compresión C debida a la flexión por el hormigón y la tracción T debida también al mismo esfuerzo con la sección del acero, esto resulta posible debido a las propiedades de deformación y adherencia que poseen dos materiales diferentes, así logran complementarse para constituir un solo mecanismo de respuesta.

Para entender cómo se realiza el trabajo en conjunto se realiza una breve explicación de cómo dimensionar elementos a esfuerzos de flexión.

El dimensionado de los elementos sometidos a flexión debe cumplir con las hipótesis siguientes, (Larsson, 2006)

1. Se acepta la ley de conservación de secciones planas de Navier, las deformaciones de una fibra de la sección son proporcionales a la distancia al eje neutro.
2. Se desprecia la resistencia del hormigón a tracción.
3. Se trabaja directamente con un bloque rectangular de tensiones de compresión del hormigón equivalente al bloque real de tensiones.
4. La deformación límite del hormigón es de 0.003.
5. El dimensionado de secciones se deberá hacer exclusivamente con deformaciones del acero es mayores a 0.004, es decir que las secciones deberán ser todas suficientemente subarmadas. Las secciones balanceadas (deformación del acero 0.002 para ADN 420) y superarmadas (deformaciones menores 0.002) no son aceptadas.

Para explicar estas hipótesis puede observarse la figura 5.1 también extraída de la bibliografía citada, en esta se observa un bloque rectangular de tensiones de compresión equivalente a la carga C y la carga T de tracción a la altura de la armadura. Estas cargas C y T son esfuerzos simples axiales que multiplicados por el brazo de palanca z que las separa constituyen la cupla generadora de momento resistente interno que se opone al momento externo solicitante.

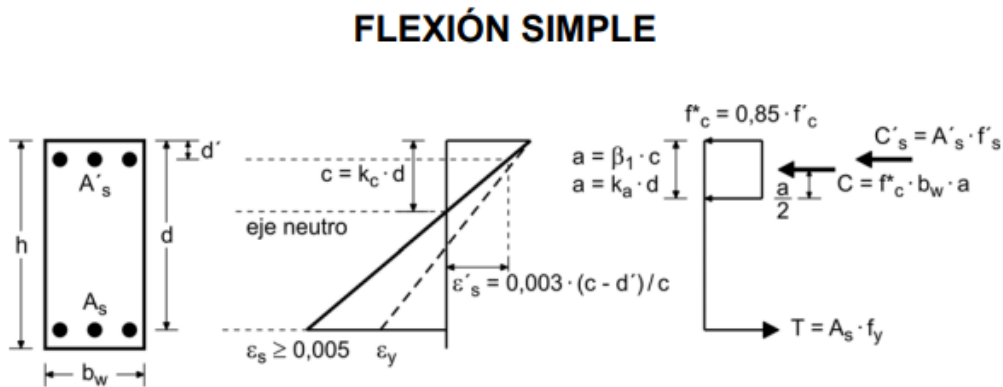


Figura 5.1 –Diagrama de deformación y esfuerzos en sección rectangular(inti.gov.ar)

Cuando se trabaja con secciones subarmadas se establece un límite mínimo de deformabilidad de acero de 0.004 cuando el hormigón alcanza 0.003. Esta condición tiene como objetivo principal aprovechar las grandes propiedades de deformabilidad del acero. A su vez, como este último supera su límite de fluencia de 0.002 se busca que la sección se fisure, denotando una falla y posibilitando el arreglo, decimos entonces que se tendrá un tipo de rotura dúctil.

Contrariamente al caso explicado, se tienen las secciones balanceadas o superarmadas, en las cuales la posición del eje neutro es tal que la sección de acero trabaja a valores iguales o menores de 0.002, y al no alcanzar la fluencia se corre el riesgo de que la pieza experimente una rotura frágil, sin aviso previo, ya que en tal caso el hormigón se comprime generando grandes deformaciones y por ende tensiones que no son admisibles para dicho material.

Las ecuaciones de equilibrio en base a la figura 4.1 se presentan a continuación, M_n resulta ser el momento resistente, a es la profundidad del bloque de compresión minorada por coeficientes β menores a la unidad y en función de la calidad del hormigón utilizada.

Para determinar C entonces, se realiza el cálculo del volumen del bloque de hormigón $a \cdot b \cdot c$. Esto puede observarse en las ecuaciones 4.1 a 4.5 siguientes, notar que aquí se multiplica por el coeficiente de minoración de resistencia ϕ , el cual, cuando se trabaja para secciones controladas por roturas a tracción dúctiles o bien secciones subarmadas, corresponde a un valor de $\phi = 0,9$. En estas ecuaciones se observa f'_c = resistencia específica del hormigón [MPa], F_y = Tensión de fluencia del acero [MPa], b = ancho de la sección [m], z =brazo de palanca [m], A_s = sección de acero [m²], M_n = Momento resistente nominal [t.m].

$$M_n = C \cdot z = T \cdot z \quad (\text{Ec. 4.1})$$

$$a = \beta \cdot c \quad (\text{Ec. 4.2})$$

$$C = 0,85 \cdot f'_c \cdot \beta \cdot c \cdot b \cdot \phi \quad (\text{Ec. 4.3})$$

$$T = A_s \cdot \phi \cdot F_y \quad (\text{Ec. 4.4})$$

$$M_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot \beta \cdot c \cdot b \cdot \phi \cdot z = A_s \cdot \phi \cdot F_y \cdot z \quad (\text{Ec. 4.5})$$

Luego, si definimos los coeficientes adimensionales K_c = profundidad relativa del eje neutro y K_z = brazo de palanca reducido y los aplicamos en la ecuación 4.5, donde d = brazo de palanca efectivo [m], se obtiene:

$$K_c = c/d \quad (\text{Ec. 4.6})$$

$$K_z = z/d \quad (\text{Ec. 4.7})$$

$$M_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot \beta \cdot K_c \cdot d \cdot b \cdot \phi \cdot K_z \cdot d = A_s \cdot \phi \cdot F_y \cdot z \quad (\text{Ec. 4.8})$$

De aquí se determina un coeficiente adimensional K_r expresado en la ecuación 4.9, el cual representa una combinación de los materiales utilizados para la sección y del plano de rotura con el cuales se trabajará, dado que el eje neutro variará para este último.

$$K_r = 0,85 \cdot \phi \cdot \beta \cdot K_c \cdot K_z \quad (\text{Ec. 4.9})$$

Luego por equilibrio, el momento ultimo mayorado debe ser al menos igual al momento resistente minorado, por lo que al igualar ambas ecuaciones es posible determinar el cálculo de la sección resistente. Esto se observa en la ecuación 4.10.

$$Mu = Kr.b.d^2.fc \quad (\text{Ec. 4.10})$$

De esta forma, puede calcularse el máximo momento que una sección propuesta puede ejercer (dimensionado), o bien establecer si una sección dada verifica para un esfuerzo máximo solicitante (verificación).

Una vez determinado el momento de trabajo, se procede a calcular las armaduras y a realizar la verificación o cálculo de cuantía, la primera de estas puede observarse en la ecuación 4.11 donde simplemente se iguala el momento ultimo Mu a T.z en vez de a C.z como en el paso anterior, así:

$$As = \frac{Mu}{Kz.d.fy.\phi} \quad (\text{Ec. 4.11})$$

Y por último se trabaja con la cuantía, la cual representa el área de acero sobre el área neta de hormigón como indica la ecuación 4.12 donde As = sección de acero [m^2], Ag = Sección bruta de hormigón [m^2]. Este valor es de suma importancia ya que varias condiciones impuestas por los reglamentos de construcción son en base a la cuantía. Un ejemplo corresponde al valor mínimo de 0.33% para el ADN 420 para que no exista rotura brusca al momento de la fisuración.

$$\rho = \frac{As}{Ag} \quad (\text{Ec. 4.12})$$

Por último, y para finalizar se menciona que los valores constantes observados en las ecuaciones anteriores se encuentran tabulados en el reglamento de construcción CIRSOC 201, el cual establece las bases para el cálculo de hormigón armado de construcciones propicia de una tabla para distintos valores de resistencia específica del hormigón.

5.3 DIMENSIONADO DE ELEMENTOS A FLEXO-COMPRESION

En una gran parte de las estructuras ya sean metálicas o de hormigón armado como es nuestro caso de estudio, los elementos se encuentran solicitados ante una acción combinada de flexión y esfuerzo axil, esto genera que existen cuatro combinaciones de solicitaciones para una sección arbitraria contemplando los pares posibles entre flexión positiva o negativa y esfuerzo de compresión o de tracción. Esto genera que los elementos deben ser diseñados o verificados para una combinación de esfuerzos que generan desplazamientos lineales y perpendiculares al eje del elemento.

El método general de resolución es mediante los ábacos o diagramas de interacción de resistencia.

Estos ábacos o diagramas de interacción han sido generados a través de todas aquellas combinaciones posibles de los esfuerzos mencionados variando los parámetros que definen la sección y logrando establecer los límites de falla.

La forma de establecer estas secciones es adoptando un eje de referencia arbitrario para una sección de hormigón armado generalmente coincidente con el eje baricentro de la sección, luego definido un plano de deformación de 0.003 a la cual el hormigón alcanza la rotura se puede determinar el volumen de compresiones del hormigón, y si se integrara dicho volumen se puede obtener la fuerza de compresión y el momento que resiste el hormigón. Luego en función del eje neutro pueden conocerse las tensiones en las diferentes posiciones que tendrá el acero en la sección determinando de esta forma los esfuerzos resistentes por parte de la armadura. Así, este procedimiento anterior puede ser realizado para una sección arbitraria dividiendo está en elementos pequeños y sumando la contribución de esfuerzos resistentes internos del hormigón y el acero en términos de fuerza axial **P_n** y Momentos **M_n**.

Por último, sistematizando el cálculo mediante programas numéricos puede obtenerse una gran cantidad de valores de carga y momento resistente correspondientes a cada plano de rotura elegido que conformen en si un diagrama de interacción de resistencia.

Un ejemplo de diagrama de interacción para una columna de hormigón armado de sección circular puede observarse en la figura 5.2.

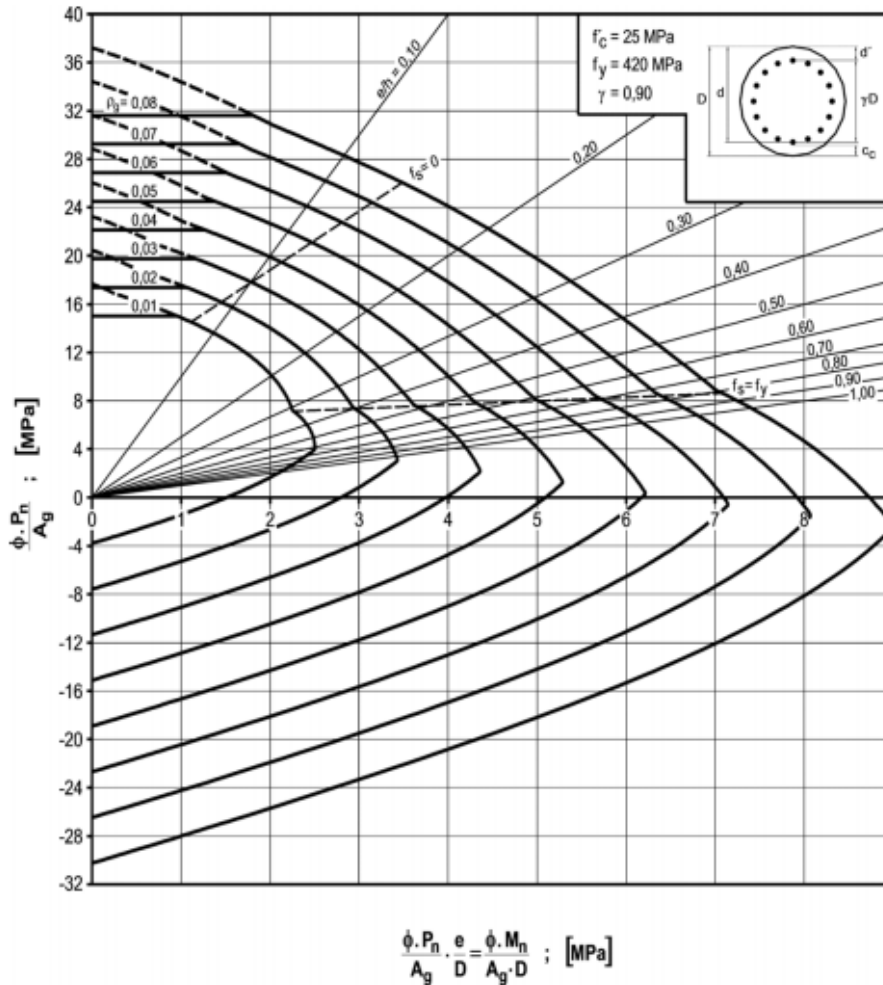


Figura 5.2 –Diagrama de interacción de resistencia (Fuente: inti.gov.ar)

5.3.1 Forma de utilización de ábaco de interacción

La forma de utilización de estos diagramas, es ingresando a los mismos con una serie de datos y cálculos realizados previamente.

En primera medida se establecen los valores de:

- A. Geometría de la sección
- B. Resistencia especificada del hormigón f_c .
- C. Resistencia del acero f_s .
- D. Valor de recubrimiento γ relativo a la altura de la sección.

Luego se calculan los parámetros de ingreso al ábaco, estos resultan de al menos igualar las solicitaciones ultimas de momento y esfuerzo normal a los esfuerzos reducidos correspondientes al eje de abscisas y ordenadas del diagrama. El diseño establece que las solicitaciones resistentes nominales minoradas deben ser mayores a las solicitaciones ultimas mayoradas.

E. Como $\phi P_n \geq P_u$, se ingresa al ábaco en abscisas con la ecuación 4.13

$$\frac{\phi.P_n}{A_g} = \frac{P_u}{A_g} \quad (\text{Ec. 4.12})$$

F. Como $\phi M_n \geq M_u$, se ingresa al ábaco en abscisas con la ecuación 4.14

$$\frac{\phi.M_n}{A_g.h} = \frac{M_u}{A_g.h} \quad (\text{Ec. 4.13})$$

G. Se determina la cuantía geométrica de la armadura ρ_g y se calcula la armadura total con ecuación 4.14, la cual será dispuesta como se representa en el grafico del ábaco utilizado.

$$A_{st} = \rho_g . A_g \quad (\text{Ec. 4.14})$$

5.4 DIMENSIONADO DE ELEMENTOS A CORTE

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

Se plantea entonces una ecuación como 4.15, donde V_u = esfuerzo de corte ultimo solicitante, V_c = esfuerzo de corte tomado por el hormigón solamente, V_s = esfuerzo de corte tomado por la armadura de alma y $\phi= 0.75$ coeficiente de minoración de resistencia en estructuras que fallan al corte.

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

El esfuerzo de corte tomado por el hormigón es la suma de tres efectos que se producen en el mecanismo de resistencia de la pieza ante la sollicitación, estos son:

- a. **Resistencia al corte de la cabeza comprimida de la pieza:** el hormigón que se encuentra por encima de una fisura en coincidencia con la zona de compresión vista en el punto 4.1 del presente capitulo posee la capacidad de resistir parte del esfuerzo de corte debido al propio efecto de compresión. Denotaremos a esta resistencia como V_{c1} .
- b. **Resistencia debida al engranamiento de áridos:** Este efecto es producido debido a que al fisurarse una pieza la misma resiste a través de una serie de bielas comprimidas en coincidencia con la trayectoria de compresión de los esfuerzos hacia los apoyos, estas bielas comprimidas generan tensiones en sus límites laterales que son de sentido opuesto

con respecto a las tensiones de biela siguiente lo cual genera un engranamiento que impide el deslizamiento relativo entre bielas. Denotaremos a esta resistencia como V_{c2} .

- c. Resistencia debida al efecto pasador:** Este efecto es derivado de la sección de acero que se encuentra en la pieza, las barras que atraviesan las fisuras hacen un efecto de cocido entre las fisuras permitiendo que análogamente a la transmisión de esfuerzos de corte por flexión se realice un efecto pasador de corte de una biela a la consecutiva. Denotaremos a esta resistencia como V_{c3} .

De esta forma pueden consultarse las ecuaciones establecidas en el reglamento Cirsoc 201 que permiten el cálculo de V_c , las cuales han sido desarrolladas de forma empírica y teniendo en cuenta el aporte de resistencia dado por $V_{c1}+V_{c2}+V_{c3}$.

Como se mencionaba en los párrafos iniciales la diferencia que pudiera existir entre el corte ultimo y el corte tomado por el hormigón será tomado por armadura dispuesta para el esfuerzo de corte, esta será calculada por la diferencia del despeje que genera V_s de la ecuación 4.15.

Esta cantidad de armadura de corte será la que se determine mediante el cálculo de las ecuaciones propiciadas por el reglamento Cirsoc 201. El área necesaria para estribos a 90 será como indica la ecuación 4.16 según dicho reglamento:

$$\frac{A_{est}}{sep} = \frac{V_s}{d \cdot f_y} \quad (\text{Ec. 4.15})$$

5.5 ELEMENTOS PRETENSADOS

Los elementos pretensados, como su nombre lo indica, son aquellos que se encuentran sometidos a una pretensión, el objetivo es generar un estado tensional en la pieza que anteceda a la aplicación de cargas externas de diseño. Resulta no trivial el análisis debido a que el pretensado o postensado resulta ser también una carga externa a la pieza, pero la misma debe pensarse como una carga favorable ya que contrarrestará el efecto de tensión producido en una sección por las cargas habituales peso propio, sobrecarga, transito, etc.

Al colocarse una precarga, la sección debe resistir como todo elemento una cierta vida útil, para ello deben verificarse entonces las tensiones generadas al aplicar el pretensado en términos de fibras tanto superiores como inferiores debido a la contra flecha que experimenta el elemento, como así también la verificación de la sección para un tiempo denominado "infinito" donde la

aplicación de las cargas de peso propio, sobrecarga, etc. se encuentran actuando en toda su magnitud.

Otro aspecto fundamental a ser estudiado y aplicado al cálculo es el porcentaje de pérdidas que experimenta el hormigón pretensado con el paso del tiempo. Estas existen inevitablemente y deben ser tenidas en cuenta en el dimensionado o verificación de las secciones, dado que las tensiones iniciales otorgadas se verán disminuidas por efectos producidos en el hormigón y en el acero de pretensado.

En la figura 5.3 extraída de la bibliografía (Larsson, 2006) puede observarse lo explicado anteriormente en cuanto a las tensiones y su efecto en la sección.

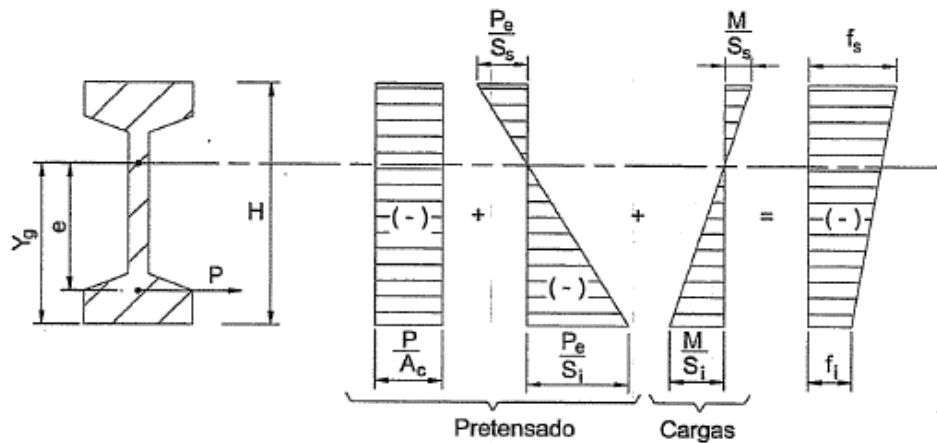


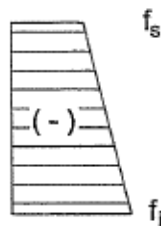
Figura 5.3 – “Tensiones en sección de hormigón pretensado”

Como se indica en la bibliografía mencionada, en cada sección transversal de la viga deberá verificarse el estado tensional de manera que no se superen las tensiones admisibles del reglamento para todas las combinaciones de carga posibles y para los valores de instantáneos de la fuerza de pretensado P que variará entre P_{max} (valor inicial de la fuerza de pretensado) y P_{min} (valor final luego de haberse descontado las pérdidas). Los distintos estados de carga harán que el momento flector solicitante de la sección varíe entre los valores extremos M_{max} y M_{min} .

Para las verificaciones de combinarán las cargas máximas y mínimas y el pretensado máximo y mínimo, buscando las tensiones más desfavorables en las fibras superior e inferior

- 1) Para $t=0$; $P= P_{max}$ y $M= M_{min}$ se da la condición de máxima compresión abajo y eventual tracción arriba.

- 1) para $t = 0$; $P = P_{max}$ y $M = M_{min}$ se da la condición de máxima compresión abajo y eventual tracción arriba.

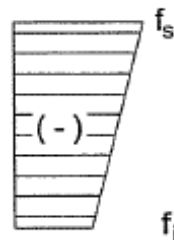


$$f_s = - \frac{P_{max}}{A_c} + \frac{P_{max} e}{S_s} - \frac{M_{min}}{S_c}$$

$$f_i = - \frac{P_{max}}{A_c} - \frac{P_{max} e}{S_i} + \frac{M_{min}}{S_i}$$

- 2) Para $t = \infty$; $P = P_{min}$ y $M = M_{max}$ se da la condición de máxima compresión arriba y eventual tracción abajo.

- 2) para $t = \infty$; $P = P_{min}$; $M = M_{max}$ se da la condición de máxima compresión arriba y eventual tracción abajo.



$$f_s = - \frac{P_{min}}{A_c} + \frac{P_{min} e}{S_s} - \frac{M_{max}}{S_c}$$

$$f_i = - \frac{P_{min}}{A_c} - \frac{P_{min} e}{S_i} + \frac{M_{max}}{S_i}$$

Las pérdidas que deben ser consideradas para el cálculo de los elementos será como lo especifica el reglamento Cirsoc 201:

1. Acortamiento elástico del hormigón
2. Fluencia lenta del hormigón
3. Contracción del hormigón
4. Relajación del acero de pretensado
5. Perdidas por fricción
6. Perdidas por anclaje

Las secciones del elemento deben ser verificadas también a rotura, para lo cual se establece una sobre deformación de acero de pretensado $\Delta \epsilon_p = 0.005$, esto es; (Larsson, 2006) $\Delta \epsilon_p =$ sobredeformación que sufre el acero de pretensado después de la descompresión de la fibra inferior del hormigón en el momento de alcanzarse el momento límite.

Los valores de referencia utilizados son: la tensión ultima de un acero de pretensado para un cordón C1900 de 12.7 mm resulta de 1900 MPa, con una tensión de fluencia de 1700 Mpa, las tensiones de tiro utilizadas habitualmente son del orden 1400 MPa y las pérdidas del 15 a 25 %.

Luego, puede calcularse la armadura necesaria a rotura mediante la expresión 4.16 donde $F_{py} =$ Tensión de fluencia del acero de pretensado [MPa], $M_u =$ Momento ultimo solicitante mayorado [t.m], $z =$ brazo de palanca [m], $A_{ps} =$

sección de acero de pretensado requerida [m²], ϕ = Coeficiente de minoración 0.9.

$$A_{ps} = \frac{M_u}{z \cdot \phi \cdot f_{py}} \quad (\text{Ec. 4.16})$$

5.6 RESISTENCIA AL CORTE DEL SUELO

Para el estudio de la resistencia al corte del suelo, debe tenerse en cuenta el criterio establecido por Coulomb en el año 1773 donde establece que la resistencia al corte de un suelo cohesivo y friccional que podría denominarse mixto se encuentra regido por la ecuación 4.17 donde, σ = tensión normal a una superficie de falla [Kg/cm²], c = cohesión del suelo [Kg/cm²], τ = tensión de corte del suelo [Kg/cm²], ϕ = ángulo de fricción interna del suelo.

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (\text{Ec. 4.17})$$

Esta ecuación determina cual es la capacidad resistente total del suelo ante esfuerzos de corte solicitantes que producen su falla representada por deslizamientos en una superficie débil del mismo. Es decir, cuando un esquema de suelo posee solicitaciones rasantes a una superficie de falla, si las mismas superar a la resistencia al corte τ el suelo fallará.

La ecuación de Coulomb resulta representable en el círculo de Mohr como una recta con la inclinación dada por el ángulo de fricción interna ϕ , y representa el límite para el cual un círculo graficado en el mismo dado por una combinación de tensiones σ_z ; σ_x , o por tensiones principales σ_1 ; σ_2 se encontrara en rango elástico o pasara a estado plástico con su correspondiente falla.

Esta breve introducción es de importancia ya que se establece el límite para el cual el suelo producirá una falla por una superficie de deslizamiento para una combinación de tensiones.

5.3.1 Presión vertical

Las tensiones que estudiaremos serán las debidas a presiones verticales y por ley de Hooke las horizontales. La presión vertical en un suelo es análoga a la hidrostática en un medio fluido, se tiene el peso específico del elemento, que en este caso es un medio solido dado por el suelo y al variar la profundidad de cálculo se van obteniendo las tensiones en un punto del suelo. Esto puede observarse en la ecuación 4.18 donde γ = peso específico del suelo [t/m³] ; z = profundidad de cálculo [m], σ_v = presión vertical a una profundidad z [t/m²].

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \quad (\text{Ec. 4.18})$$

5.3.1 Presión horizontal activa

Las tensiones horizontales de un suelo son la consecuencia observada de aplicar una presión vertical sobre un elemento, este se deforma en la dirección horizontal con una razón determinada por el módulo de poisson.

Para determinar el valor de presión horizontal se utiliza la ecuación 4.19 donde γ = peso específico del suelo [t/m^3]; z = profundidad de cálculo [m], σ_h = presión horizontal a una profundidad z [t/m^2], K_a =coeficiente de empuje activo.

$$\sigma_h = K_a \cdot \gamma \cdot z \quad (\text{Ec. 4.19})$$

Este coeficiente de empuje activo de Rankine, es determinado en base a la relación $\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v$ donde, al trabajar sobre el círculo de Mohr es posible determinar gráficamente el valor de presión horizontal para el cual se establece la falla del elemento manteniendo constante el valor de presión vertical, luego el valor de K_a puede derivarse de la relación entre el centro del círculo y la suma y resta del radio para σ_v y σ_h respectivamente, la resolución final de dicho análisis puede observarse en la ecuación 4.20.

$$K_a = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = tg^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (\text{Ec. 4.20})$$

5.7 CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES

Una vez determinados los tipos de pilotes a utilizar en una obra en función la tipología de suelo del lugar, del perfil estratigráfico de la zona, de la resistencia del suelo en las diferentes, etc. debe calcularse la capacidad de carga del pilote, esta será condicionada por los niveles de deformación y no de resistencia. Para entender esto, se toma la fórmula básica de cálculo, la cual establece que la capacidad de carga es la suma de los efectos a través de los cuales el pilote es capaz de tomar carga, estos son la fricción en los laterales y el esfuerzo en la punta. Es decir, como se establece en la ecuación 4.21, con Q = Capacidad de carga de un pilote aislado [t], Q_f = Capacidad de carga de fuste o fricción lateral [t/m^2], Q_p = Capacidad de carga por resistencia de punta [t/m^2], A_p = sección transversal de apoyo en la punta [m^2], A_f = sección lateral del fuste [m^2], q_f = carga unitaria lateral promedio a rotura [t/m^2], q_p = resistencia unitaria de punta a rotura [t/m^2].

$$Q = Q_f + Q_p = q_f \cdot A_f + q_p \cdot A_p \quad (\text{Ec.4.20})$$

CAPITULO 6

ANÁLISIS DE ELEMENTOS Y MODELACIÓN NUMÉRICA

6.1 INTRODUCCION

En el presente capitulo se realiza una descripción del perfil geotécnico de la traza del bajo nivel seguido de la extracción de resultados del análisis geotécnico. Se desarrolla el análisis de cargas utilizado en el cálculo de los elementos principales constituyentes del paso inferior en base al sistema constructivo elegido y luego se plantea el estudio de los elementos que derivan en la modelación numérica de cada uno a fin de extraer resultados de deformación y esfuerzos solicitantes.

6.2 PERFIL GEOTECNICO DE LA TRAZA DEL BAJO NIVEL

El estudio geotécnico de la traza del bajo nivel tiene como objetivo poder identificar el perfil estratigráfico de los suelos que existe en toda la longitud que abarcara el proyecto, de esta forma es posible determinar las propiedades físicas y mecánicas de los diferentes estratos, esto permitirá establecer el diseño estructural y geomecanico del bajo nivel.

La forma de materializar el estudio, es realizar una serie de ensayos de campo y luego conjuntamente con un estudio de antecedentes se extraen los resultados para analizarlos y utilizarlos en los cálculos.

El estudio geotécnico, geomecanico y geológico del bajo nivel fue realizado por el área de geotecnia de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales. El grupo de trabajo realizo tareas de campo, ensayos de laboratorio y procesamiento de datos, los cuales se encuentran plasmados en los documentos y los planos entregados a la municipalidad para la posterior licitación de la obra.

A modo de resumen y extracción de datos para el posterior análisis estructural se mencionan algunos de los resultados encontrados por los profesionales a cargo.

Para la realización del perfil estratigráfico se realizaron tal como lo menciona el proyecto una serie de ensayos de campo entre las cuales se incluían:

- 1- Seis perforaciones con máquina rotativa e inyección y recirculación de lodos bentónicos. Estas perforaciones se designaron como Sondeos S1, S2, S3, S4, S5 y S6. En cada una de estas perforaciones se ejecutaron Ensayos de Penetración Estándar (SPT) cada un metro de profundidad.
- 2- Dos pozos a cielo abierto, los cuales se designaron como pozos P1 y P2. Los mismos fueron excavados en forma manual a los fines de extraer muestras inalteradas en panes de los estratos superficiales. Los pozos se excavaron hasta una profundidad de 6.00 m medidos a partir de la superficie natural del terreno.

Un esquema de la disposición de excavaciones y sondeos realizados puede observarse en la figura 6.1.



Figura 6.1 "Posición de los sondeos exploratorios realizados en la zona bajo estudio"

Luego para la caracterización del suelo del lugar se realizaron una serie de ensayos sobre los testigos extraídos de cada sondeo, estos incluyeron

humedad natural, lavado en Tamiz IRAM N°200, limite líquido, limite plástico, granulometría, clasificación unificada, sales solubles totales, potencial hidrogeno (pH), ensayos de compresión triaxial, etc.

Los resultados expuestos por el equipo de trabajo geotécnico pueden observarse en la imagen 6.2 seguida de una descripción del perfil estratigráfico y finalizando con la tabla 6.1, la cual demuestra las características del suelo de cada estrato.

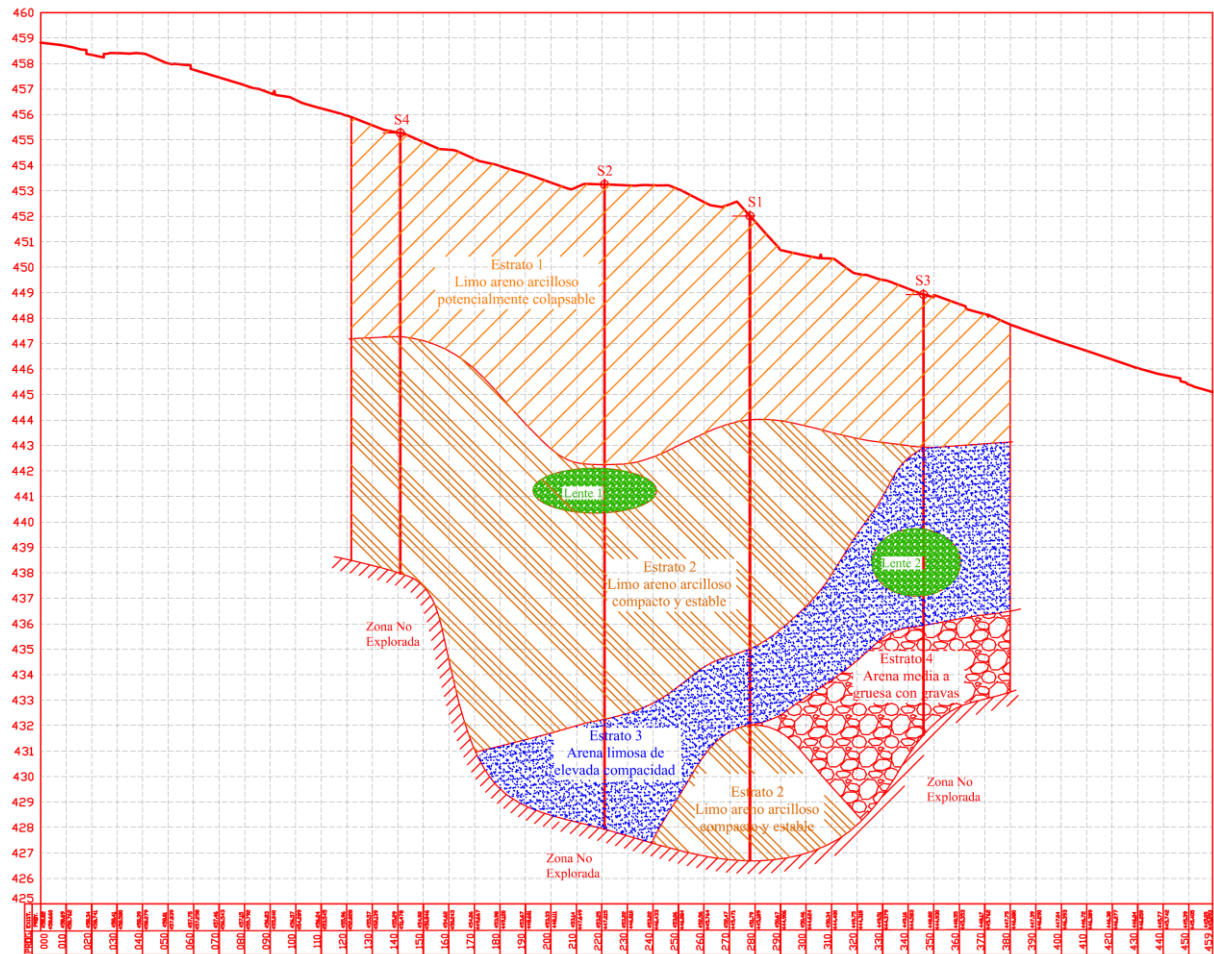


Figura 6.2. Perfil Estratigráfico y Modelo Geo mecánico

1. **Estrato 1.** Limo arenoso arcilloso tipo loésico, con estructura macroporosa y de bajo peso unitario. Potencialmente colapsable. Número de golpes del Ensayo SPT entre 5 y 15. Contenidos de humedad medios, con grados de saturación de entre 30 y 60%.
2. **Estrato 2.** Limo arenoso arcilloso tipo loésico, medianamente compacto con intercalaciones de consistencia dura (tosquillas) y cementación carbonática dispersa de manera errática. Bajo riesgo de colapso. Número de golpes del Ensayo SPT entre 25 y 40. Contenidos de

humedad medios a elevados, con grados de saturación de entre 50 y 80%.

3. **Estrato 3.** Arena limosa de elevada compacidad. Contenidos de finos no plásticos de entre el 5 y el 30%. Número de golpes del Ensayo SPT entre 40 y 65. Contenidos de humedad medios a elevados, con grados de saturación de entre 50 y 70%.
4. **Estrato 4.** Arena media a gruesa con gravas. Origen aluvial. Compacidad elevada, número de golpes del Ensayo SPT mayor a 60.
5. **Lente 1.** Arena limosa de compacidad media.
6. **Lente 2.** Arena media a gruesa con gravas, pobremente graduada.

ESTRATO 1			
Parámetro	Condición seca	Condición húmeda	Condición saturada
Cohesión [kPa]	70	30	0
Ángulo de fricción interna [°]	20	24	29
Módulo E ₅₀ [MPa]	50	7	2.6
Peso unitario seco [kN/m ³]	13		
Peso unitario húmedo [kN/m ³]	14	15.50	18
ESTRATO 2			
Parámetro	Condición seca	Condición húmeda	Condición saturada
Cohesión [kPa]	No corresponde	70	No corresponde
Ángulo de fricción interna [°]		20	
Módulo E ₅₀ [MPa]		15	
Peso unitario seco [kN/m ³]		14.50	
Peso unitario húmedo [kN/m ³]		17	
ESTRATO 3			
Parámetro	Condición seca	Condición húmeda	Condición saturada
Cohesión [kPa]	No corresponde	0	No corresponde
Ángulo de fricción interna [°]		32	
Módulo E ₅₀ [MPa]		35	
Peso unitario seco [kN/m ³]		16	
Peso unitario húmedo [kN/m ³]		18	
ESTRATO 4			
Parámetro	Condición seca	Condición húmeda	Condición saturada

Cohesión [kPa]	No corresponde	0	No corresponde
Ángulo de fricción interna [°]		36	
Módulo E_{50} [MPa]		50	
Peso unitario seco [kN/m ³]		20	
Peso unitario húmedo [kN/m ³]		21	

Tabla 6.1. Propiedades geotécnicas de los estratos que conforman el perfil geomecánico.

La identificación de los estratos del suelo permite determinar la resistencia del mismo a una cierta profundidad, para ello se utilizan los datos entregados por los ensayos en lo que refiere al número o cantidad de golpes realizados para llevar a cabo el Ensayo de Penetración Estándar o SPT.

De esta forma, combinando la capacidad de carga del elemento de pilote en punta y en fricción y eligiendo un estrato firme de apoyo mediante la visualización del perfil puede determinarse la profundidad de fundación.

Una vez obtenida la capacidad geotécnica puede procederse al cálculo estructural de los pilotes del paso inferior, las nociones principales a tener en cuenta para el dimensionado pueden observarse en el presente capítulo y el detalle de los esfuerzos para el caso particular del túnel de Plaza España pueden observarse las memorias de cálculo anexas.

En las figuras 6.3 y 6.4 siguientes puede visualizarse el perfil geotécnico del lugar superpuesto con la longitud de pilotes final. Estas imágenes fueron realizadas en base al perfil stratigráfico observado en la figura 6.2 al cual se le ha modificado la escala para observar en detalle la distribución de los pilotes en toda la longitud del bajo nivel.

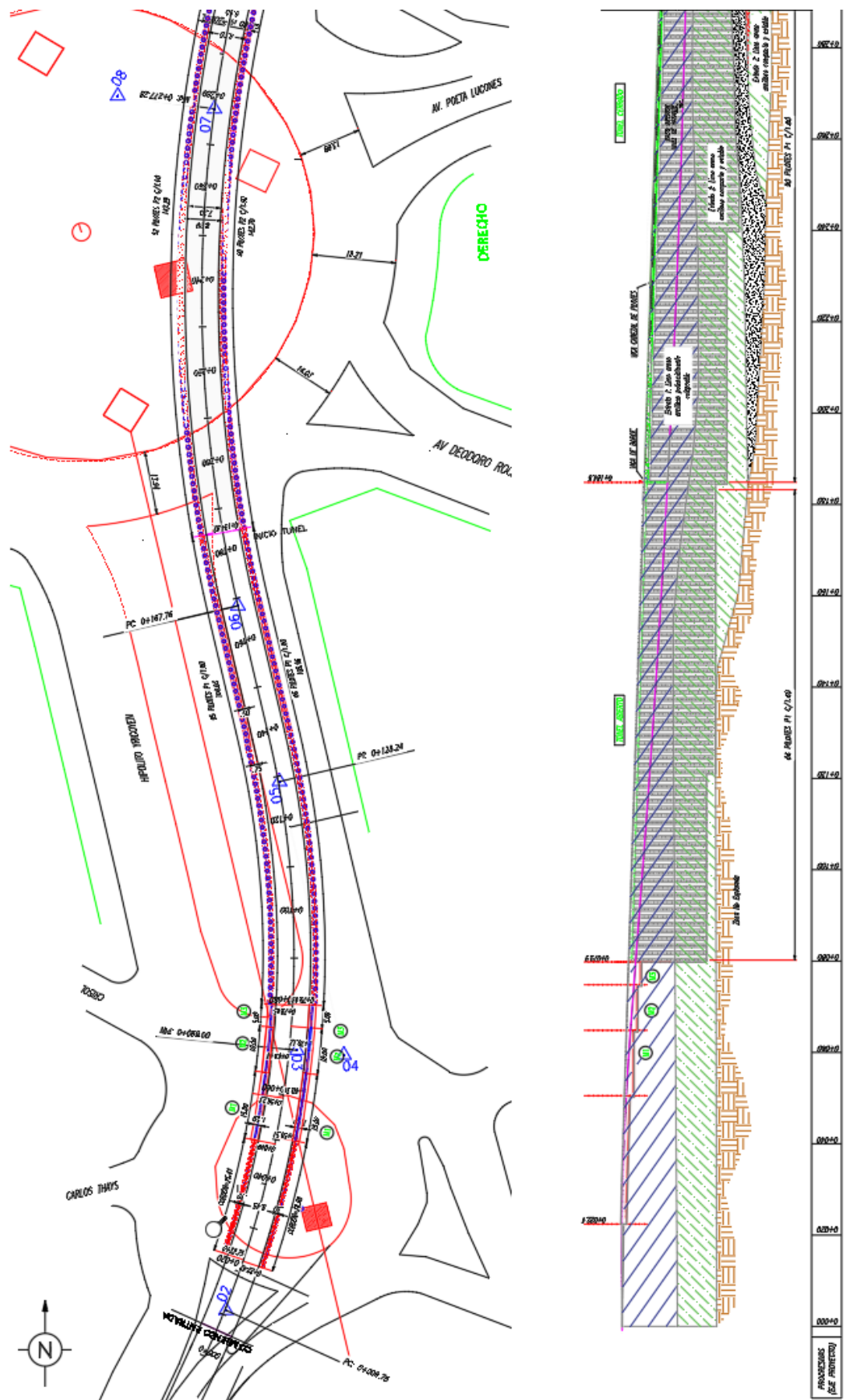


Figura 6.4 - Vista longitudinal lado derecho de ingreso al bajo nivel

6.3 CARGAS ACTUANTES

Las cargas que se tendrán en cuenta para la modelación son aquellas que actúan sobre los elementos, estas son determinadas en función del escenario al cual se encuentra solicitado el túnel, el objetivo buscado es poder determinar los esfuerzos máximos que actúan sobre los elementos del túnel para así poder dimensionarlos y que resistan durante su vida útil.

Las cargas utilizadas serán las siguientes:

1. Peso propio de elementos de túnel
2. Empuje lateral por sobrecarga a nivel de terreno
3. Empuje activo de suelo
4. Empuje pasivo de suelo
5. Empuje lateral debido a Sismo
6. Sobrecarga de tránsito

Los estados de carga considerados resultan:

1. Durante la construcción
2. En estado de servicio
3. En estado límite último

Se estudiarán también tres casos posibles como se indica en el capítulo correspondiente a las bases de diseño:

1. Situación frecuente
2. Situación poco frecuente
3. Situación extrema

Las cargas determinadas inicialmente aplicaran en la sección del bajo nivel donde corresponda, las mismas pueden aplicar simultáneamente o no dependiendo el caso es por ello que la identificación realizada de distintas situaciones intenta reflejar una cierta probabilidad de ocurrencia al igual que lo realizan los reglamentos de construcción con los factores de mayoración de cargas. En la figura 6.7 siguiente puede observarse un esquema de cargas inicial que podría plantearse para una sección del bajo nivel, aquí han sido representadas las cargas en su forma de manifiesto para una sección transversal del bajo nivel de la Plaza España correspondiente a la zona con losa superior y tapada.

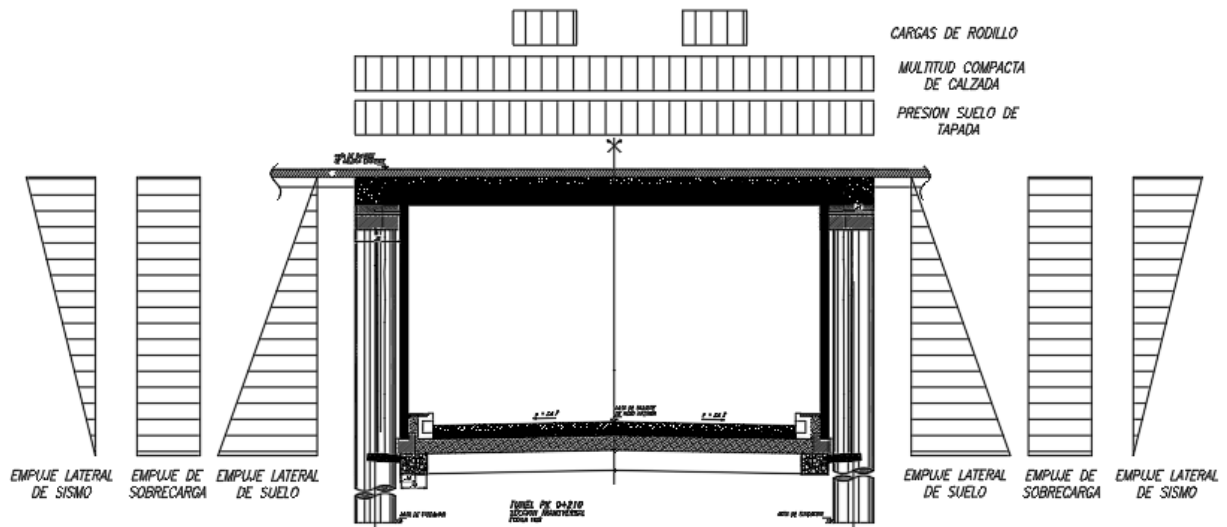


Figura 6.7 - "Esquema de cargas en sección transversal"

6.3.1 Peso propio de los elementos

Para la determinación del peso propio de los elementos, deben tenerse en cuenta dos factores, el volumen que ocupa cada uno y el peso específico del material del cual está compuesto.

En nuestro caso, el sistema de construcción elegido consiste en una serie contigua de pilotes laterales, una losa de tipo alveolar y una carpeta de compresión superior. El peso propio de estos elementos son los que aportan considerablemente al total de carga muerta o "dead" como se conoce en los estados de carga habituales.

El peso específico utilizado es el correspondiente al del hormigón armado, el cual resulta ser de 2.5 t/m^3 y el volumen utilizado dependerá del área y de la longitud de cada elemento. Se tiene entonces:

A) Determinación del área y longitud de pilotes.

Para el cálculo de los pilotes debe tenerse en cuenta que como todo procedimiento de dimensionado se tiene un sistema iterativo, primeramente, se propone una sección a ser verificada, y se trabaja con sus propiedades en los cálculos, luego, si la misma verifica en todos los aspectos de resistencia, deformación, factibilidad constructiva, etc. se la adopta como definitiva, si no, se itera cambiando o modificando la sección hasta converger al resultado buscado.

El diámetro de pilotes resultantes luego de la iteración resulta ser de 0.8 m , lo cual genera un área de 0.50 m^2 y los mismos tendrán una separación de 1.6 m , este detalle puede verse en las memorias de cálculo anexas.

B) Determinación del área y longitud de losas alveolares

En el caso de las losas alveolares, por lo general son adquiridas comercialmente, es por ello que debe recurrirse a la ficha técnica en la cual se detalla modulo, altura, área, peso, cantidad de alveolos, etc.

El tamaño elegido para la losa resulta ser de 0.4 m de altura, con un ancho de 1.2 m y una longitud igual a 9.10 m, el área resulta ser de 0.225 m², descontando los alveolos mencionados.

C) Determinación del volumen de la carpeta de compresión

Aquí se plantea una carpeta de compresión superior, la cual tendrá 0.15 m de espesor y una longitud igual al ancho total de túnel el cual corresponde a 9.10 m, la misma recorrerá el total del túnel cubierto, por lo que se tomará para la modelación un ancho de 1.2 m coincidente con el módulo de la losa alveolar.

6.3.2 Empuje lateral por sobrecarga a nivel de terreno

Para el cálculo de estructuras subterráneas se aconseja la utilización de sobrecargas que pudieran ocurrir a nivel de terreno, esto, debido a que durante la vida útil de la construcción existe la probabilidad de que en terrenos adyacentes al túnel existan acumulaciones de carga. Se toma entonces para la modelación de los elementos una sobrecarga adicional de 0.5 t/m², esta aplica sobre la losa en forma de presión vertical y aplica sobre la pantalla de pilotes laterales como una presión horizontal distribuida constantemente en toda la altura libre de pilote.

6.3.3 Empuje activo del suelo

Como se vio en la sección correspondiente al marco teórico de cálculo, la presión horizontal debida al empuje activo del suelo es en función del peso específico del suelo y del coeficiente de empuje activo de Rankine K_a , este valor es determinado mediante la ecuación 6.1.

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{Ec. 6.1})$$

Se utiliza para el cálculo un suelo saturado con $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$ con ángulo de fricción interna $\phi = 29^\circ$ lo cual entrega como resultado $K_a=0.34$, y un suelo de humedad natural cuyo $\gamma = 1.55 \text{ t/m}^3$ con ángulo de fricción interna $\phi = 24^\circ$ y un valor de $K_a=0.422$ (notar que el cálculo se debe realizar en radianes).

Luego, una vez determinado el valor de coeficiente de empuje activo, se debe calcular la presión horizontal ejercida por el suelo sobre los elementos, este

empuje activo sobre el suelo se determina mediante la ecuación 6.2 y 6.3 donde z representa la profundidad de cálculo de la tensión.

$$\sigma_h = k_a * \sigma_v \left[\frac{tn}{m^2} \right] \quad (\text{Ec. 6.2})$$

$$\sigma_v = \gamma * z \left[\frac{tn}{m^2} \right] \quad (\text{Ec. 6.3})$$

6.3.4 Empuje pasivo del suelo

Como se vio en la sección correspondiente al marco teórico de cálculo, la presión horizontal debida al empuje pasivo del suelo es también en función del peso específico del suelo y del coeficiente de empuje pasivo de Rankine K_a , este valor es determinado mediante la ecuación 6.4.

$$K_a = tg^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{Ec. 6.4})$$

Se utiliza para el cálculo un suelo saturado con $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$ con ángulo de fricción interna $\phi = 29^\circ$ lo cual entrega como resultado $K_p=2.88$, y un suelo de humedad natural cuyo $\gamma = 1.55 \text{ t/m}^3$ con ángulo de fricción interna $\phi = 24^\circ$ y un valor de $K_p=2.37$ (notar que el cálculo se debe realizar en radianes).

Una vez determinado el valor de coeficiente de empuje pasivo, se debe calcular la presión horizontal ejercida, este empuje pasivo sobre el suelo se determina mediante la ecuación 6.5 y 6.6 donde z representa la profundidad de cálculo de la tensión.

$$\sigma_h = k_p * \sigma_v \left[\frac{tn}{m^2} \right] \quad (\text{Ec. 6.5})$$

$$\sigma_v = \gamma * z \left[\frac{tn}{m^2} \right] \quad (\text{Ec. 6.6})$$

6.3.5 Empuje lateral debido al sismo.

Para el cálculo de la fuerza ejercida por el sismo sobre la estructura se utiliza lo determinado por el IMPRES-CIRSOC 103, este reglamento indica el valor de incremento del empuje activo dado por el sismo, cuya variación es de tipo lineal simbolizando el método estático equivalente para el cálculo de fuerzas laterales equivalentes al movimiento horizontal sobre elementos rígidos.

Se tiene en cuenta para esto el lugar de emplazamiento de la obra, el cual se enmarca dentro de una zona sísmica 1, con un tipo de suelo II intermedio, y un coeficiente sísmico de 0.05.

6.3.6 Sobrecarga de tránsito.

Para el cálculo de la sobrecarga móvil debida al tránsito se tienen en cuenta las cargas correspondientes a las “Bases para el Cálculo de Puentes de Hormigón Armado de Vialidad Nacional”. Se considera una clasificación de la Vía tipo A-30, para la cual corresponden los siguientes parámetros:

Aplanadora de diseño A – 30: Esta constituye una carga correspondiente a un vehículo especial que se aplica por cada faja de circulación de 3.0 m de ancho. La carga total es de 30 t distribuida en un rodillo delantero de 13.0 t y dos rodillos traseros de 8.5 t cada uno.

En la figura 6.8 puede observarse un detalle de las dimensiones de la aplanadora de diseño.

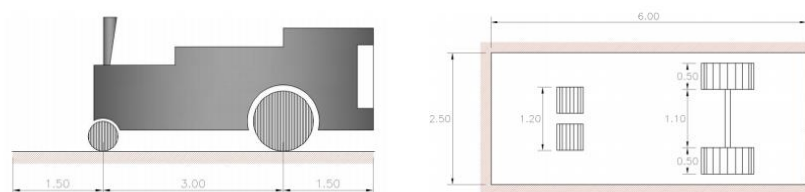


Figura 6.8 - “Aplanadora de diseño”

En el caso analizado del túnel de la Plaza España el sentido de circulación vehicular resulta perpendicular al eje longitudinal del túnel. El reglamento permite realizar una reducción de la carga de aplanadora a medida que aumentan la cantidad de fajas (ej. 4 o más fajas $85\% \cdot Pa$). En las figuras 6.9 y 6.10 puede observarse el sentido de circulación de los vehículos en la zona de estudio y la subdivisión de aplanadoras de cálculo.

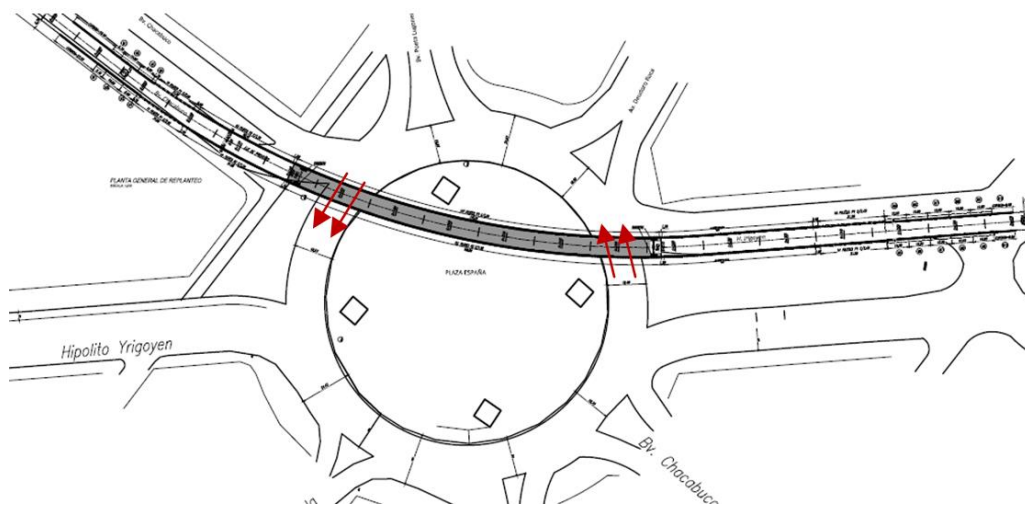


Figura 6.9 – “Sentido de circulación de cálculo”



Figura 6.10 – “Subdivisión de fajas y carriles”

Así, en función de la subdivisión de fajas de circulación detallada en la figura se determina la carga total de aplanadora.

Para el caso de estudio, se plantea la utilización de losas de tipo alveolares, las cuales tienen un ancho de módulo de 1.2 m, debido a esto, para la modelación numérica y calculo podría tomarse el proporcional de carga de una aplanadora que le llegara a cada losa ya que las dimensiones de la losa son menores al ancho de una aplanadora.

El resultado de dicha suposición entrega que el coeficiente de reducción por aplanadoras mencionado resulta ser igual a la unidad.

Multitud compacta de calzada: Este parámetro es simultáneo al anterior, pero no superpuesto, es decir, aplica en el área de estudio de puente o losa de túnel, pero en aquellas zonas que no se encuentran abarcadas por la dimensión de la aplanadora. El valor de cálculo también se encuentra en función de la clasificación de la vía A-30 y resulta ser de: 0,6 t/m² o bien mediante la ecuación 6.7 siguiente:

$$p = 0.365 + \frac{80 \cdot 10^6}{(L^3 + 50L^2 + 334000) \cdot 10^3} \left[\frac{tn}{m^2} \right] \quad (\text{Ec. 6.7})$$

Multitud compacta de vereda: Este parámetro también es propiciado por la norma mencionada el cual toma un valor de 0,4 t/m² para la vía en cuestión y es aplicable como su nombre lo indica en las veredas que contiene el modelo plano en cuestión.

En la tabla 6.2 siguiente se muestra el resumen de los parámetros adoptados para el cálculo.

	Categoría de puentes			
	A-30	A-25	A-20	Espe cial
Paso total Tn.	30	25	20	CARGA SEGÚN EL CASO
Aplanadora rodillo delantero Tn.	13	10	8	
Cada rodillo trasero Tn.	8,5	7,5	6	
Multitud compacta Tn./m ²	0,6	0,6	0,5	
Sobrecarga en las veredas Tn./m ²	0,4	0,4	0,4	

Tabla 6.2 – “Determinación de cargas en función de la Categoría del puente”

Coefficiente de impacto: Los coeficientes calculados deben ser mayorados por el coeficiente de impacto en función de la longitud o luz de cálculo. Este puede ser determinado mediante fórmula o bien según la tabla que indica la norma. En la ecuación 6.8 y 6.9 puede observarse la forma de cálculo del coeficiente de impacto, donde el parámetro L= luz de apoyo del elemento estructural.

$$I = 1 + (0.3 - 0.005 * (L - 10)) \quad \text{para } L > 10 \text{ m} \quad (\text{Ec.6.8})$$

$$I = 1.4 \quad \text{para } L < 10 \text{ m} \quad (\text{Ec.6.9})$$

En nuestro caso L= 9.1 m lo que determina un coeficiente de impacto I = 1.4

De esta forma es como se llega a poder determinar las cargas debidas al tránsito, el detalle de la aplicación puede verse en las memorias ubicadas en el anexo del informe, allí se verá cómo se determina la carga de rodillo delantero, rodillo trasero y multitud compacta.

6.4 MODELACION

La modelación realizada por el alumno se llevó a cabo mediante del programa SAP2000, este es un software que permite a través de un análisis con elementos finitos con interfaz gráfica en plano y 3D el desarrollo de forma completa de la modelación y el análisis para el dimensionamiento de problemas estructurales de ingeniería.

6.4.1 Modelación de pilotes laterales

Los pilotes laterales son elementos que se encuentran solicitados principalmente a flexo-compresión durante su vida útil, los mismos deben ser diseñados para resistir los esfuerzos normales derivados del corte que transmite la losa en los apoyos y a la propia flexión que genera el momento dado por las cargas laterales de empuje del suelo y sobrecarga a nivel de terreno.

En la modelación de los elementos se tiene tres estados de carga que deben ser verificados, estos son:

- 1- Estado constructivo: este estado es el que se tiene en el momento de realizar la excavación, los pilotes solo se encuentran solicitados ante esfuerzos laterales de corte y momento, sin compresión derivada de la losa ya que la misma no se encuentra colocada todavía y sin esfuerzos generados por la tapada, es decir que la sección transversal del túnel está en contacto con al aire libre.

- 2- Estado limite ultimo y de servicio: se calcula el pilote con la consideración de una combinación posible de solicitaciones, esto resulta de un análisis probabilístico donde se mayor o se minora el actuar de cada carga según diferentes escenarios de ocurrencia.

El modelo numérico representativo de los pilotes en estado constructivo puede plantearse como una barra vertical, la cual tendrá presión lateral, aquí es importante remarcar que la carga horizontal se produce en toda la longitud comprendida en el pilote, es decir la parte correspondiente a la zona de túnel sumado a la longitud que se encuentra por debajo de la rasante hasta la profundidad de la fundación.

Podría suponerse como se verá en las imágenes siguientes que el esfuerzo pasivo generado por el suelo en el pilote por debajo de la rasante se contrarresta con el empuje activo del suelo en las zonas profundas del pilote, este esfuerzo realizado en ambos lados por el mismo suelo se traduce en que no existen fuerzas resultantes que produzcan desplazamientos y/o esfuerzos significativos en el eje del pilote.

Por otro lado, la zona del pilote por debajo de la rasante podría modelarse con una serie de resortes con rigidez horizontal K que comúnmente se utilizan para representar la interacción entre una estructura y el suelo. Esta rigidez como se puede observar en las memorias de cálculo anexas se determina a través de un coeficiente para placas rectangulares β_z derivado de la relación L/B para plateas con ancho = L y largo = B , el cual conjuntamente con valores de E = módulo de elasticidad del suelo [t/m^2], G = módulo de elasticidad transversal del suelo [t/m^2] y el coeficiente de poisson ν , determina el valor de rigidez horizontal K_z [t/m]. El termino K_z puede obtenerse de la ecuación 6.7 y 6.8.

$$K_z = \frac{G}{1-\nu} * \beta_z * \sqrt{B * L} \quad [t/m] \quad (\text{Ec. 6.7})$$

$$G = \frac{E}{2*(1+\nu)} \quad [t/m^2]. \quad (\text{Ec. 6.8})$$

De esta forma se plantearon los siguientes los modelos representados en la figura 6.11 y figura 6.12 para los distintos estados a verificar.

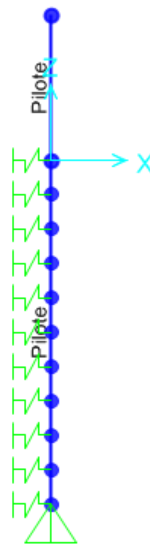


Figura 6.11 – “Modelación en estado Constructivo”

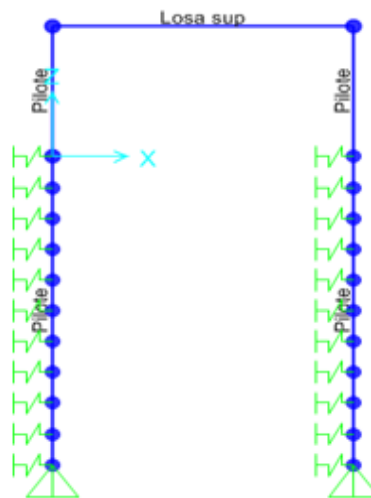


Figura 6.12 – “Modelación en estado límite último y de servicio”

Se plantean entonces dos sectores en los cuales los pilotes deben ser verificados, estos son:

A- Modelación de pilotes en zona de trinchera

En la zona de trinchera se tiene que la carga asignada al pilote por empuje lateral es una carga lineal, esto se debe a que la fuerza por unidad de área que determina σ_h ha sido multiplicada por el ancho de influencia que toma cada pilote, el cual es coincidente con la separación entre ellos, y su variación es debida a la carga horizontal. Para el caso de empuje de suelo resulta ser

creciente con la profundidad por su ley de variación y para el caso de empuje por sobrecarga resulta ser constante en toda la longitud libre.

La separación de los pilotes es un cálculo de tipo iterativo ya que a medida que se decide aumentar el ancho de influencia, el pilote tiene esfuerzos mayores de flexión y corte.

La aplicación de cargas mencionadas en los apartados anteriores se realiza para el estado constructivo como puede observarse en la figura 6.13 donde se aplica la carga debida al empuje de suelo.

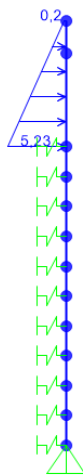


Figura. 6.13 – “Modelación de empuje activo del suelo [t/m]”

En la figura 6.14 siguiente puede observarse el diagrama de momento y corte envolvente para las combinaciones, tanto para esfuerzos de corte como de momento. De la imagen puede visualizarse que el máximo esfuerzo es producido a una profundidad aproximada a la cota de rasante del camino.

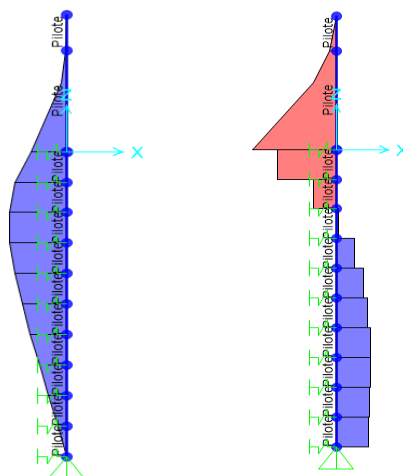


Figura 6.14 – “Diagrama de Momento [t.m] y Corte [t.] por empuje activo del suelo”

B- Modelación de pilotes en zona de túnel

La modelación en los pilotes en la zona de túnel incluye la colocación de la losa con sus respectivas cargas, es por ello que la explicación se realiza en el apartado siguiente, el cual constituye la modelación de la losa del bajo nivel.

6.4.2 Modelación de losa alveolar

Las losas, son aquellos elementos que permiten el cerramiento del bajo nivel, y logran la utilización de la zona superior al mismo.

En el caso analizado del proyecto de Plaza España se tienen distintas posibilidades de carga que actúan directamente sobre la losa, podríamos mencionar el peso de suelo que encuentra en la parte superior, conocido habitualmente como tapada, el peso de automóviles en aquellas zonas donde se tiene tránsito de vehículos y el peso debido a los peatones o a una eventual acumulación de los mismos.

La losa se encuentra solicitada principalmente a flexión, este resulta ser el esfuerzo predominante, aunque en algunos casos al utilizarse elementos de altura considerable debe tenerse en cuenta el corte generado en la cercanía a los apoyos dado por la combinación de cargas.

Estos elementos deben ser verificados tanto para los estados de carga de tipo estado limite ultimo y estado de servicio.

En la figura 6.15 puede observarse la carga correspondiente a la tapada de suelo superior del túnel, aquí se modela con el máximo valor según la altimetría entregada por el proyectista vial, cabe recordar que esta carga es de tipo constante en toda la longitud de la losa ya que se tiene una cota constante de profundidad constante en toda la longitud.

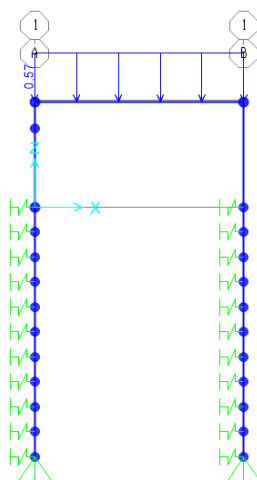


Figura 6.15 – “Modelación de carga de tapada [t.m]”

En la figura 6.16 puede observarse la carga correspondiente a la sobrecarga móvil, esta se encuentra constituida por las aplanadoras de diseño, aquí se toma el ancho de influencia del rodillo sobre el ancho de la losa de 1.2 m, además debe recordarse que el sentido de circulación de los automóviles en la parte superior es perpendicular al eje longitudinal del túnel o bien paralelo a la luz de la losa por lo que se tiene en cada elemento de estudio la influencia de los dos rodillos de la aplanadora de diseño distanciados a tres metros de longitud como indica el reglamento. Se toma también para el cálculo de la sobrecarga móvil la carga debida a la multitud compacta de calzada, esta resulta ser una carga constante en toda la longitud de la viga.

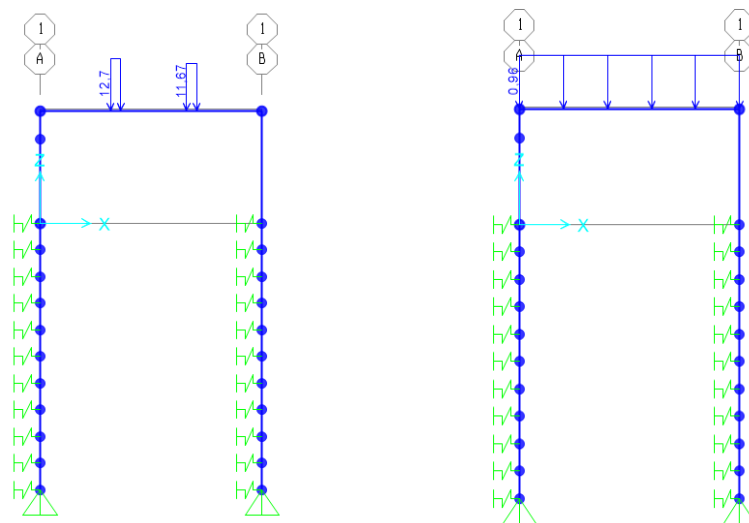


Figura 6.16 – “Modelación de cargas debidas a transito –Sobrecarga Móvil”

En la modelación de la losa y los pilotes debe considerarse también el accionar de las cargas vistas en el apartado anterior correspondiente a zona de trinchera, ya que al colocar la losa y efectivizar las uniones existirán transmisiones de esfuerzos, tanto de la losa a los pilotes como su viceversa. Es por ello que debe tenerse en cuenta la aplicación de las cargas laterales como se observa en la figura 6.17.

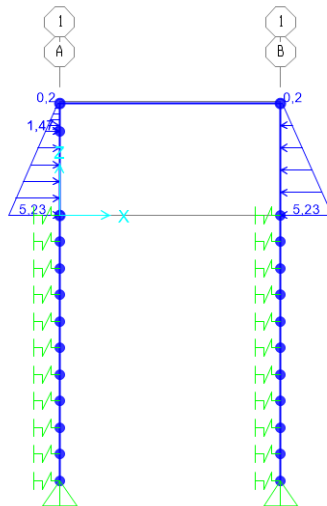


Figura 6.17 – “Modelación de cargas laterales en zona de túnel”

Luego, es posible extraer los resultados de esfuerzos solicitantes para la combinación correspondiente a la configuración modelada. Estos esfuerzos de flexión y corte serán los que determinen los requerimientos de armadura de cada sección de los elementos. Así, en la figura 6.18, se puede observar el diagrama de esfuerzos de momento y corte resultantes del modelo.

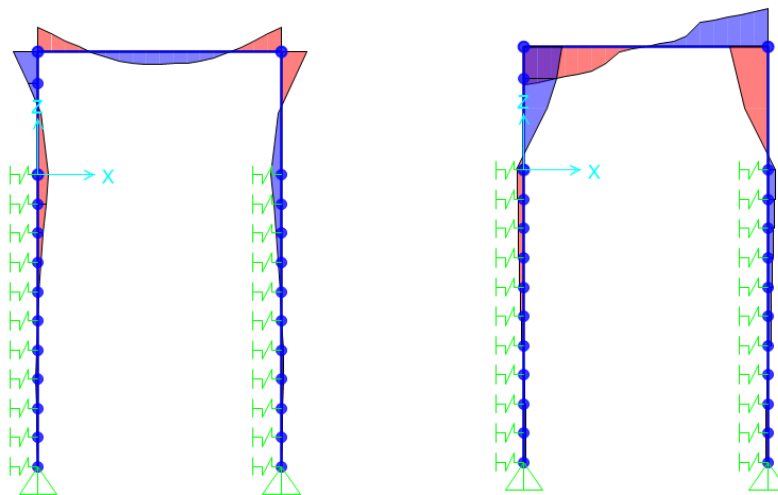


Figura 6.18 – “Diagrama de Momento [t.m] y Corte [t.] para la combinación de esfuerzos más desfavorable”

CAPITULO 7

DIMENSIONADO DE ELEMENTOS

7.1 INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se demuestran los resultados de la composición estructural estudiada en el informe. Se expone entonces el dimensionado definitivo de cada elemento resultante de las memorias de cálculo ejecutadas en el proyecto. El alumno trabajó en cada uno de los expuestos, con los esquemas de cargas explicados en los capítulos precedentes de forma teórica y práctica efectuando él dimensionado y posterior verificación estructural.

7.2. LOSA ALVEOLAR PRETENSADA

La losa alveolar se encuentra ubicada en la zona de bajo nivel con carga superior, ya sea de tránsito en la rotonda o bien con tapada en sectores de la plaza con tránsito peatonal, la losa se encuentra sometida a una serie de cargas que se analizaron en los capítulos precedentes. Aquí se muestra el resultado obtenido en las memorias de cálculo que pueden observarse en el anexo al informe.

Los paneles de losa resultante son de hormigón pretensado con una resistencia específica H30, lo que equivale a 30 MPa. El acero de pretensado será C1900 (grado 270) con una resistencia a rotura de 1900 MPa y una fluencia de 1700 MPa. La losa posee un volumen de 2.4 m³, una altura de 0.4 m, un largo de 9.05 m y un ancho de 1.25 m. La sección de la misma no es de tipo maciza, sino que se encuentra alivianada por una serie de 9 alveolos que están separados entre sí por una distancia 1.35 m. Estos alveolos tienen como objetivo reducir la carga debida a peso propio de la losa, ya que un elemento con las dimensiones indicadas para la losa generaría grandes esfuerzos que causarían complicaciones adicionales al dimensionado. Esta reducción es posible de realizar debido a que un elemento solicitado principalmente a flexión como es la losa de las dimensiones indicadas utiliza una parte efectiva de su sección para desarrollar la rigidez a flexión necesaria para contrarrestar los esfuerzos. Esto indica que la sección posee una cierta cantidad de hormigón muerto que no es requerido en términos de resistencia y pueden ser suprimidos.

La losa resultante puede observarse en la figura 7.1 siguiente:

En base a la figura anterior, se mencionan los siguientes aspectos:

- 1- Se ejecutarán 6 rellenos de hormigón en el interior de los alveolos, estos estarán separados cada 1.3 m y tendrán 0.4 m de ancho cada uno. La realización de estos permite la colocación de una serie de 5 conectores de corte de 4 ramas de $\phi = 12$ mm, los cuales logran efectivizar el paso de tensiones de corte rasantes que se generan en la interfaz de la losa con la carpeta de compresión superior que se colocara posteriormente. Este relleno intercalado de alveolos también podría pensarse como una disminución de la luz de pandeo del alma resistente entre alveolos al ejercerse un esfuerzo de flexión. En semejanza a lo que ocurre en secciones metálicas debido al pandeo lateral torsional la compresión generada en el alma de los elementos esbeltos se ve impedida de desplazamientos laterales por el macizado.
- 2- Se ejecutará un macizado en los extremos de la losa de 0.5 m como se indica en la imagen, estos permitirán aumentar el hormigón resistente en los extremos ante posibles comportamientos de empotramiento que generen momentos flectores negativos de orden significativo.
- 3- Se colocarán tal como se indica en las memorias de cálculo un total de 16 cordones de $\phi = \frac{1}{2}$ '' , que se distribuirán en 10 cordones de $\phi = \frac{1}{2}$ '' ubicados en la zona inferior y 6 cordones de $\phi = \frac{1}{2}$ '' en la zona superior. Estos cordones poseen un área individual de 0.987 cm² por lo que representan un total de 15.79 cm². La tensión de tiro inicial para los cables será de 13500 kg/cm².
- 4- Se realizará un aserrado sobre los alveolos libres ubicados en los extremos de la losa que no sean macizados, lo cual permitirá la colocación de armadura de vinculación que se unirá con una viga longitudinal de arriostamiento lateral como se verá en los apartados posteriores.

Para finalizar la descripción de la losa, se explica que la misma al ser de tipo prefabricada permite la colocación sobre los pilotes previamente ejecutados logrando una ganancia en los tiempos de ejecución de obra en lo que refiere a tiempos de desencofrado que requeriría un caso hipotético de losa hormigonada in-situ, este ítem recordemos que resulta de importancia por la ubicación urbana de la obra y los requerimientos de tiempos rápidos de ejecución.

7.3. PANTALLA DE PILOTES DE H°A°

La pantalla lateral de pilotes se estudió en base a los esfuerzos desarrollados en los capítulos precedentes, el resultado entregado en dicho estudio se demuestra a continuación.

Se ha determinado que los pilotes serán excavados y hormigonados in-situ, la excavación de estos será sin ningún tipo de contención ya que según los estudios realizados en el área de geotecnia encargada del proyecto dedujo que es posible realizar el proceso de excavación y pilotaje sin ningún tipo de encamisado o elemento de contención. Para entender el porqué de dicha elección, se menciona textualmente lo expuesto en el informe geotécnico, donde se indica, “en casi toda la longitud de la traza de la obra, desde el extremo sur hasta las inmediaciones del Palacio Ferreyra, los perfiles de suelos alumbrados en los sondeos ejecutados están compuestos en la profundidad alcanzada por la cortina de pilotes, por limos de tipo loésico. Estos suelos son capaces de mantener taludes verticales en tanto y en cuanto no se apliquen cargas importantes ni se produzca ingreso de agua en forma abrupta. La capacidad de mantener taludes verticales en forma estable es consecuencia de la cementación química y succión mátrica (generada por las fuerzas capilares) que presentan este tipo de limos. Por este motivo, las excavaciones para los pilotes podrán ejecutarse en seco y sin necesidad de recurrir a aros camisa ni lodos bentoníticos”. De todas formas, se indica una zona en las cercanías finales del bajo nivel, donde existe un estrato arenoso con posible desmoronamiento donde se aconseja el uso de lodos bentoníticos en ese sector. Esta condición nombrada de ingreso abrupto de agua crea la necesidad de efectuar un montaje rápido de armaduras y del posterior hormigonado para evitar posibles problemas por el tipo de suelo.

Los pilotes tendrán un diámetro de $\phi = 0.8$ m, y la separación de estos será de 2 veces el diámetro lo cual equivale a 1.6 m, esta separación es el resultado de la modelación numérica del sistema de fundación considerando las cargas y los módulos de elasticidad del suelo para las condiciones críticas como se analizó en los capítulos precedentes y como se especifica en detalle en los anexos.

En la zona de trinchera para el ingreso y egreso al bajo nivel, se plantea una combinación de muros de sostenimiento para alturas libres menores a dos metros y pilotes contiguos para alturas mayores a esta última. Es decir que los pilotes llamados P1 correspondientes a zona de trinchera serán los que se encuentren entre esta altura mencionada y la del galibo de entrada al paso inferior. A su vez se indica como altura libre ya que el pilote tendrá una longitud

por debajo de la rasante correspondiente a la ficha que permita asegurar estabilidad.

Los pilotes serán de hormigón de tipo H-21 con una resistencia específica a la compresión de 21 MPa, el recubrimiento de estos últimos será de 4 cm y se utilizará acero de dureza natural ADN420.

En la figura 7.2 siguiente puede observarse el pilote a utilizar en la zona de trinchera mencionada:

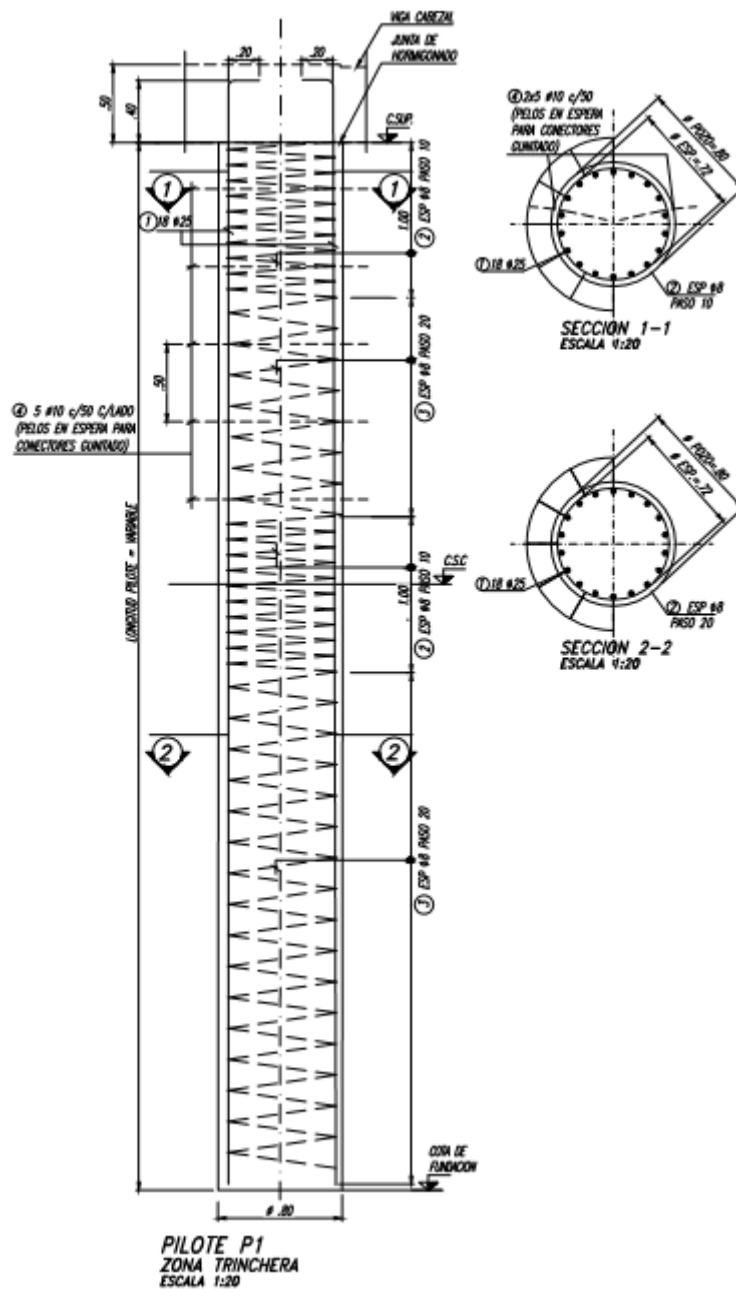


Figura 7.2 – “Pilote P1 en zona de trinchera”

En base a la figura anterior, se mencionan los siguientes aspectos:

- 1- Los pilotes tendrán como armadura longitudinal 18 barras de $\phi=25$ mm en toda su longitud, esta sección de acero necesaria surge como resultado ante la combinación de esfuerzos laterales solicitantes en dicha zona.
- 2- Se tendrá un zunchado lateral constituido por barras de diámetro $\phi=8$ mm, con un paso de 0.2 m aumentando esa densificación en la zona donde el pilote tiene interacción con las demás partes de la infraestructura, es decir, que se dispondrá un paso de 0.1 m en una longitud de 1 m en la parte superior del pilote donde se efectuará la unión con la viga de cabezal y en la zona del pilote correspondiente a la cota de rasante del camino donde se colocara la viga porta panel.
- 3- En la longitud del pilote comprendida entre la losa y la cota de rasante del camino se dispondrá de una serie de 5 barras de diámetro 10 distanciadas entre si una longitud de 0.5 m. El objetivo de estas barras es realizar una unión efectiva de los pilotes con el gunitado que se plantea entre los mismos que se verá en apartados posteriores.

Para la zona correspondiente al bajo nivel se efectuaran los mismo pilotes, solo que la cantidad de barras en dicha sección se aumenta a 20 barras de $\phi=25$ mm en sentido longitudinal. De esta forma se tendrá una tipología de pilote P2 cuya diferencia con respecto a los pilotes P1 de zona de trinchera es la diferencia en la cantidad de barras.

Por último, se plantea como cota de fundación para los pilotes una profundidad de aproximadamente 16 m en la zona cubierta y una profundidad de aproximadamente 15 m en las rampas de ingreso y egreso, el detalle puede verse en los planos de proyecto anexos.

7.4. VIGA DE VINCULACION DE CABEZAL

Se ejecutará una viga de cabezal de pilotes, la misma vinculara los pilotes en toda la longitud desarrollada por el bajo nivel, es decir que se realizara tanto en la zona de trinchera como en la zona de túnel.

La viga de cabezal será de hormigón de tipo H-21 con una resistencia específica a la compresión de 21 MPa, el recubrimiento de esta será de 3 cm y se utilizará acero de dureza natural ADN420.

Esta sección transversal vincula los pilotes en la zona superior donde los mismos poseen la mayor deformación debido a las cargas laterales, podría pensarse que la acción de coser los pilotes mediante la viga de cabezal impide desplazamientos relativos entre varios pilotes adyacentes que transfieran esfuerzos perjudiciales a los demás elementos provocando fallas o fisuras, esta viga de cabezal posee también una armadura en espera como se observa en la figura 7.3 sobre la cual se colara el hormigón correspondiente a la carpeta de compresión una vez colocadas las losas, esto permite entonces una unión efectiva entre todos los elementos constituyentes del nudo.

La sección transversal de la viga de cabezal será de 0.9 m de ancho por 0.5 m de altura, un detalle de la misma puede observarse en la figura 7.3 siguiente.

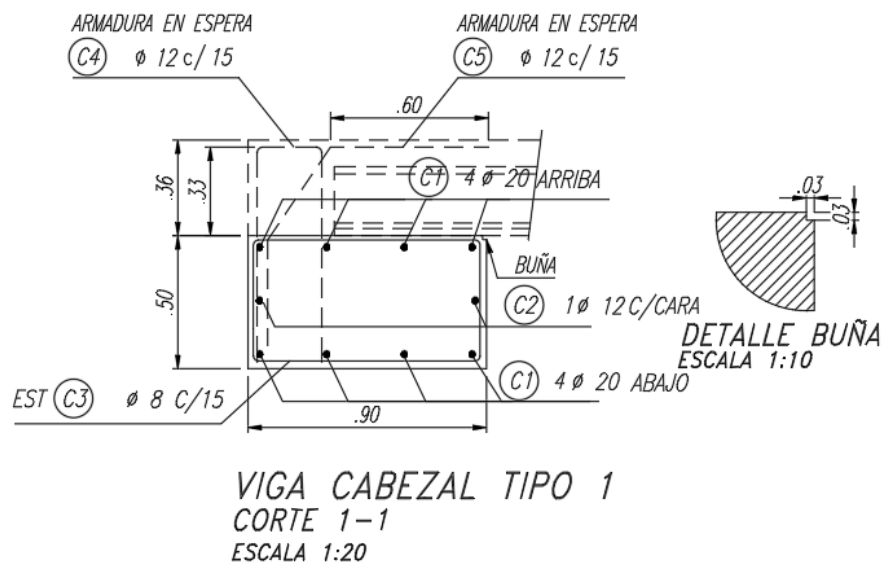


Figura 7.3 – “Viga de cabezal de pilotes”

En base a la figura anterior, se describen los siguientes puntos de importancia:

- 1- Se dispondrá de una armadura a flexión compuesta por 4 barras de diámetro $\phi=20$ mm tanto arriba como debajo de la viga de cabezal con un recubrimiento de 3 cm.
- 2- Se dispondrá de una armadura de corte compuesta por estribos de diámetro $\phi=8$ mm cada 15 cm.
- 3- Se dispondrá de armadura en espera según las posiciones indicadas en la imagen constituida por barras de $\phi=12$ mm cada 15 cm.

Una imagen de la vinculación de la viga cabezal con los pilotes se puede observar en la imagen 7.4 siguiente:

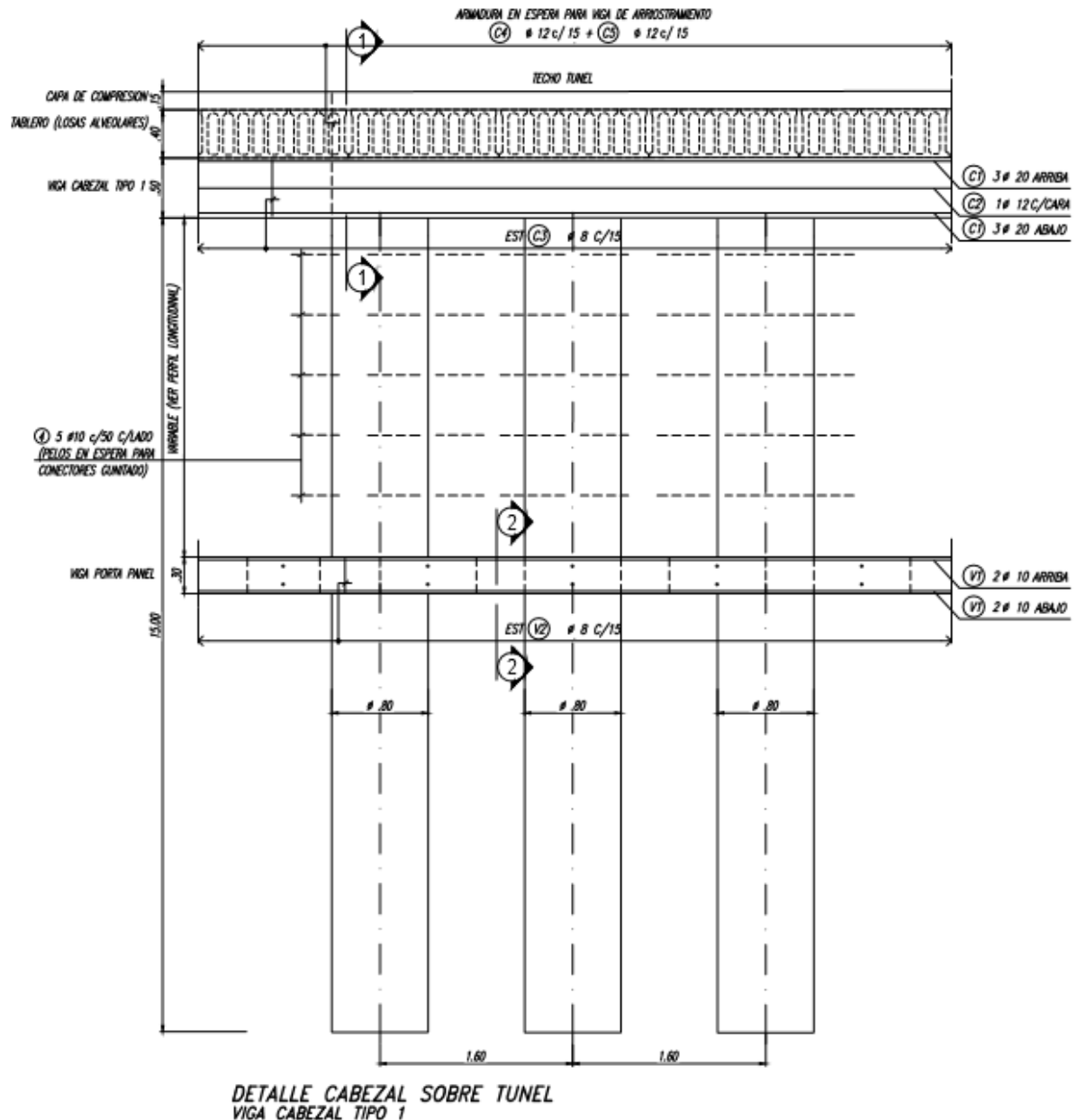


Figura 7.4 – “Vista lateral de viga cabezal en zona interior de bajo nivel”

7.5. GUNITADO ENTRE PIOLTES

Entre los pilotes previamente ejecutados, se plantea la realización de una pantalla de gunitado.

Esta pantalla vertical cumple con la función principal de retención del suelo que se encuentra en los laterales del bajo nivel, ese suelo es resistido entonces por una combinación de respuesta dada por los pilotes y la pantalla.

Esta pantalla de la cual puede observarse un corte en la figura 7.5, posee una leve curvatura en el sentido de retención del suelo. Este efecto podría pensarse

como un aliviamiento al esfuerzo solicitante de flexión generado en la pantalla por el suelo retenido. Esta pequeña curvatura se corresponde con un efecto utilizado en muchas estructuras de uso común en ingeniería en las cuales se busca transformar un elemento solicitado principalmente a flexión por un esquema constituido por esfuerzos normales de compresión. Es decir, si el gunitado estuviera ejecutado de tal forma que su curvatura sea idéntica a la funicular constituida por la inversa de la deformada del elemento debido a las cargas laterales, se tendría que el esfuerzo generado en la pantalla de gunitado viajaría a los pilotes puramente como un esfuerzo normal de compresión. Ahora bien, como no es posible dar una curvatura teórica como la mencionada dado que el ancho existente entre pilotes no lo permitiría, se admite que la pantalla de gunitado estará sometida a una combinación tanto de flexión como de esfuerzo normal de compresión. Es por ello que el elemento debe estar armado a flexión en su cara inferior para evitar posibles tracciones que generen fisuras considerables.

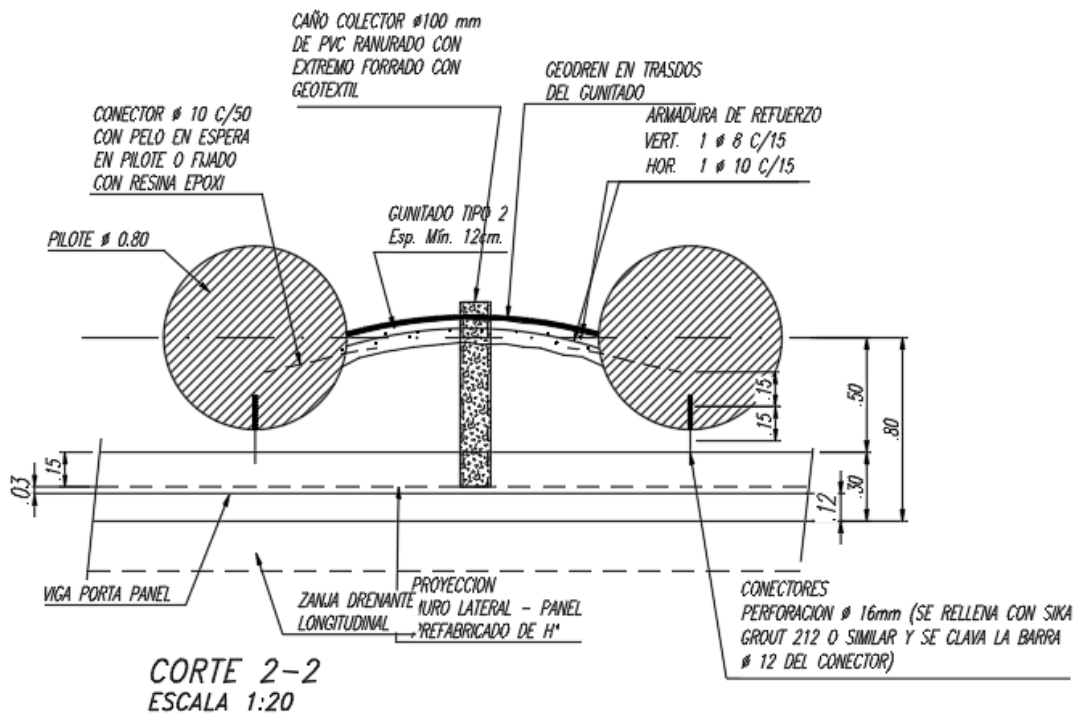


Figura 7.5 – “Corte horizontal de pilotes y gunitado”

En la figura 7.6 puede observarse una vista lateral similar a la figura 7.4 pero con el detalle de las armaduras dispuestas para la pantalla.

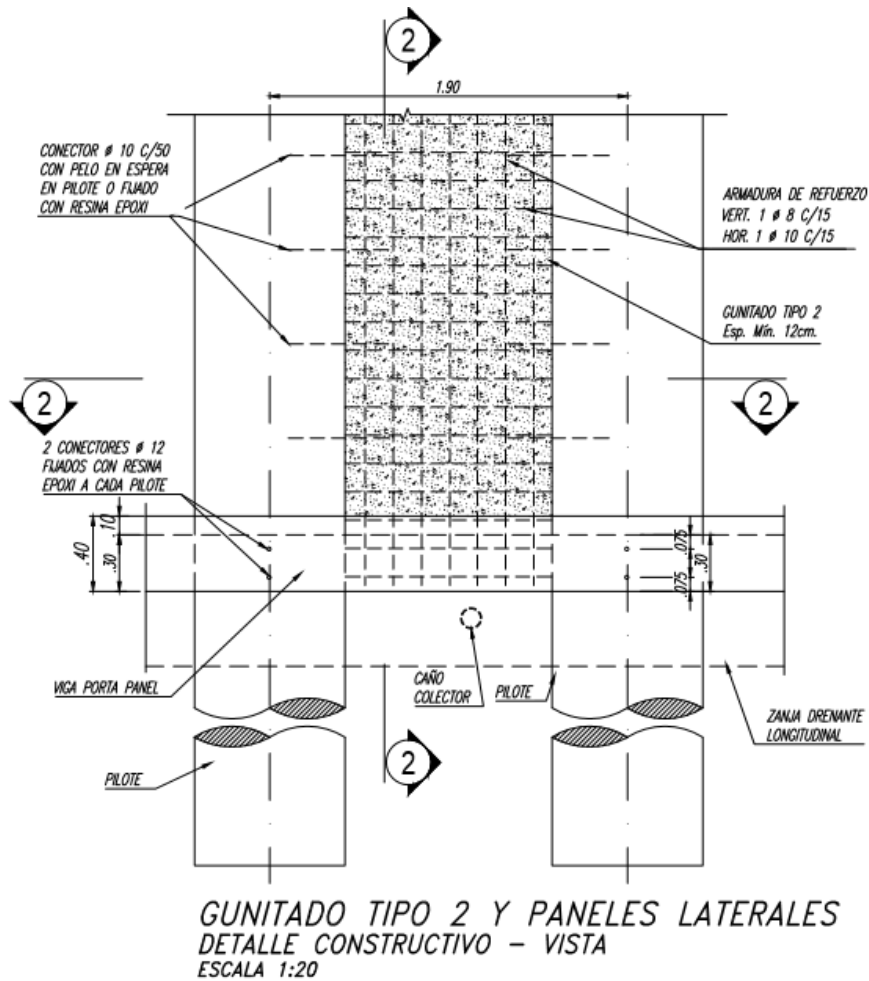


Figura 7.6 – “Vista lateral de viga cabezal en zona de bajo nivel”

En base a las figuras anteriores, se remarca que:

- 1- Se dispondrá de una armadura en forma de malla para la pantalla de gunitado compuesta por 1 barra de $\phi=10$ mm cada 15 cm horizontalmente y 1 barra de $\phi=8$ mm cada 15 cm verticalmente.
- 2- Se ejecutará la unión con las barras en espera ubicadas en los pilotes tal como se mencionó en el apartado pantalla de pilotes de H°A°.
- 3- Se dispondrá en la zona coincidente con el trasdós de la pantalla de gunitado en contacto con el suelo lateral, un geodren que permitirá el movimiento del fluido hacia la zona inferior sin tener contacto con la pantalla el paramento de hormigón.

- 4- Se colocará un caño colector de 100 mm de PVC ranurado perforado con geotextil para coleccionar el líquido y transportarlo a través del caño ubicado en la viga porta panel hacia la zona de desagüe por gravedad.

7.6. PANEL PREFABRICADO

En la zona interior del bajo nivel, se plantea la colocación de un panel prefabricado de hormigón armado, el cual será montado una vez ejecutada una viga porta panel que se encontrará en los laterales del bajo nivel por debajo de la rasante y cuyo objetivo será el apoyo simple de los paneles mencionado.

El objetivo de las pantallas alivianadas se encuentra mayormente relacionado a un fin estético que estructural, estas permitirán un acabado liso en las paredes laterales del bajo nivel. Las mismas se encontrarán vinculadas a la viga de cabezal por medio de barras pasantes ubicadas en la zona superior de la pantalla. El alivianamiento se produce en la sección interior del elemento en dos partes separadas y estas pueden materializarse mediante placas de poliestireno expandido.

La viga porta panel será de hormigón de tipo H-21 con una resistencia específica a la compresión de 21 MPa, el recubrimiento de esta será de 3 cm y se utilizará acero de dureza natural ADN420.

La pantalla será de hormigón prefabricado de tipo H-21 con una resistencia específica a la compresión de 21 MPa, el recubrimiento de esta será de 2 cm, se utilizará acero de dureza natural ADN420 y las mallas de tipo AM500.

En las imágenes 7.7 y 7.8 siguientes pueden observarse tanto la viga porta panel y su vinculación a los pilotes, como las pantallas alivianadas de hormigón.

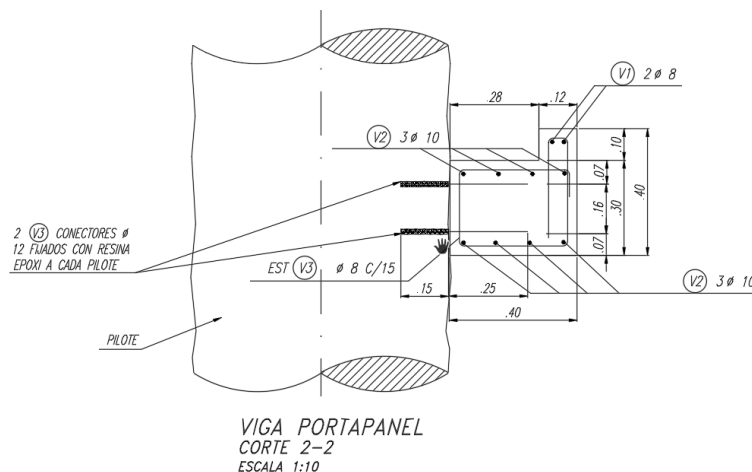


Figura 7.7 – “Sección transversal de viga porta panel”

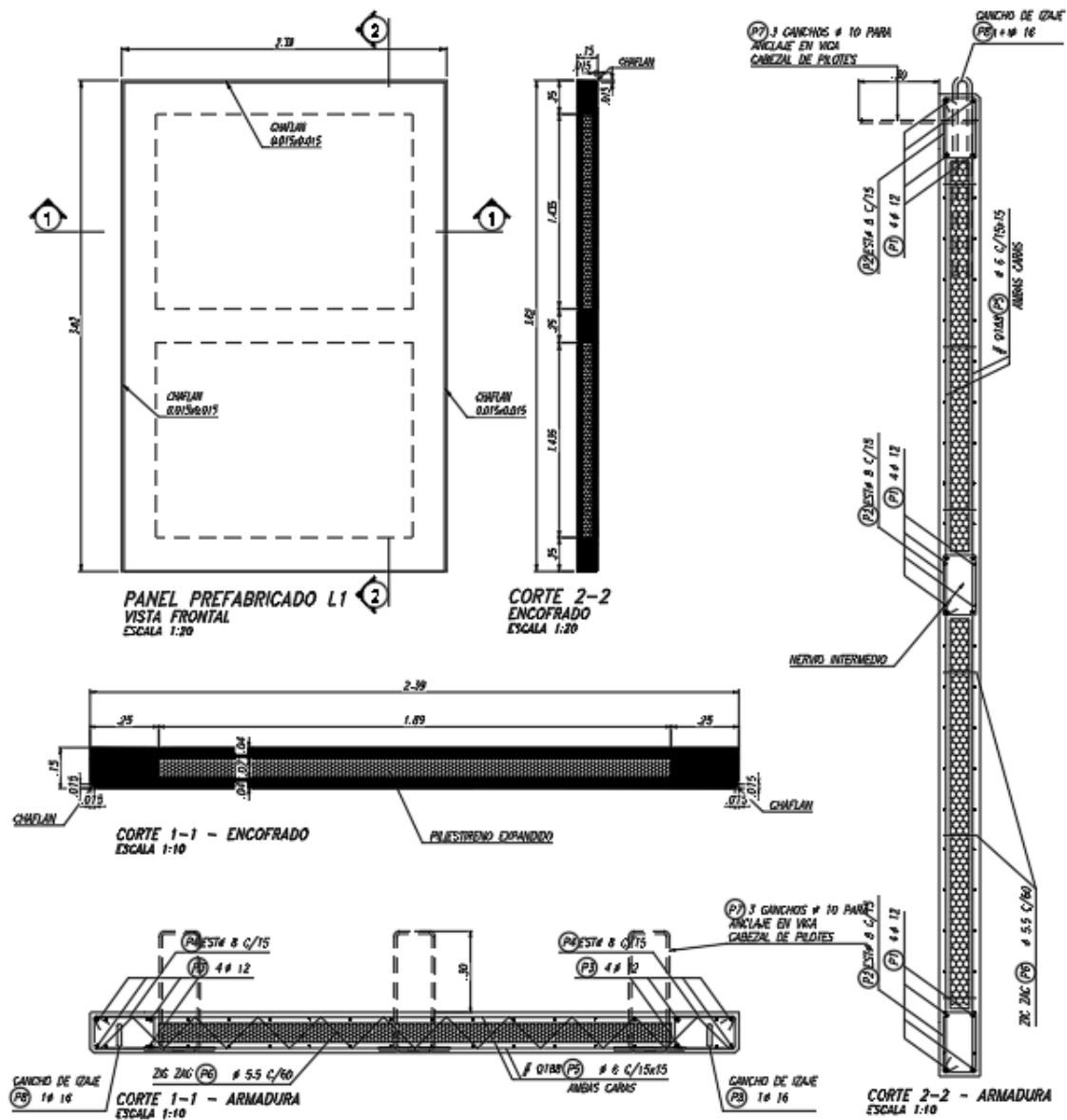


Figura 7.8 – “Pantalla lateral de hormigón alivianada”

CAPITULO 8

CONCLUSIONES

8.1 INTRODUCCION

En el presente capitulo se exponen las conclusiones obtenidas luego de finalizar la experiencia correspondiente a la práctica supervisada.

Estas conclusiones se refieren a los aspectos técnicos en primer lugar y luego a las conclusiones personales del alumno.

8.2 CONCLUSIONES DE PROYECTO

La obra de la Plaza España constituye un punto de relevancia en la vida cotidiana de los habitantes de la Ciudad de Córdoba. Este lugar, no solo representa un punto de transición cotidiano, sino que es un símbolo característico de los ciudadanos.

El objetivo de trabajar sobre una obra que modifica la situación actual del tránsito que posee la plaza fue desarrollado satisfactoriamente. El proceso de diseño paso por todas sus etapas típicas, se realizó un análisis de factores, condicionantes, y análisis de antecedentes de cada área involucrada en la obra. Se definieron las alternativas posibles de solución y se seleccionó criteriosamente en base a fundamentos la alternativa del bajo nivel. Luego se desarrolló la ingeniería en base a la solución teniendo en varias ocasiones retroalimentaciones al proceso de diseño a medida que se avanzaba en la solución final.

Respecto al proyecto estructural en particular, la ejecución de la pantalla de pilotes laterales, provee de una solución correcta a lo que se espera de retención del suelo lateral y el condicionante principal del tiempo. Este último factor fue uno de los principales a tener en cuenta en todo aspecto del diseño, ya que la Plaza España posee grandes flujos de todo tipo de tránsito y la demora en tiempos de ejecución sería perjudicial para la población, lo cual sería contradictorio con las necesidades del actor principal por el cual surge la obra.

La elección de la losa del bajo nivel de tipo prefabricada pretensada, también resulta un aspecto favorable en cuanto a los tiempos de ejecución, ya que posibilita avances de obra acordes al problema.

La determinación de ejecutar una serie de medidas alternativas al bajo nivel también debe considerarse una ventaja, ya que el problema debe ser solucionado desde varios puntos de vista. Aquí se podrían mencionar, las medidas que tomara la municipalidad de Córdoba en cuanto a la modificación y creación de andenes para colectivos y a la apertura de la calle auxiliar derivando parte del tránsito.

8.3 CONCLUSIONES PERSONALES DEL ALUMNO

El trabajo realizado, resulto satisfactorio a carácter personal ya que independientemente de los conocimientos técnicos adquiridos durante el transcurso de la práctica supervisada, se obtuvo la posibilidad de realizar un trabajo de forma conjunta con un grupo de profesionales en un ámbito externo al curricular de la facultad. De aquí, que el alumno pudo desempeñar en conjunto todos los conocimientos adquiridos durante el transcurso de la carrera realizando aportes y aprendiendo de cómo se lleva adelante el proceso de ejecución de un proyecto de ingeniería.

El alumno agradece a los tutores que han sido una guía constante durante todo el desarrollo del trabajo, ayudándolo en lo que fuera necesario y brindándole todos los conocimientos que estuviesen a su alcance.

En términos académicos, el alumno considera que las Universidad Nacional de Córdoba, a través de la facultad de ciencias exactas físicas y naturales se encuentra con un gran nivel de estudios, donde los alumnos adquieren durante el transcurso lo necesario para desempeñarse de gran forma en el ámbito profesional. El plan de estudios previsto para la carrera de Ingeniería Civil, es totalmente acorde a lo requerido en instancias laborales. En este trabajo particular el alumno utilizo por ejemplo los conocimientos referidos a las cátedras de Diseño de estructuras, Geotecnia, Transporte, Planeamiento, etc.

BIBLIOGRAFIA

Larsson C., Rizzi M., Gerbaudo C., Lagorio J., Ochat E., (2010). "Apuntes del Curso de Hormigón Armado y Pretensado".

CIRSOC 201 (2005). "Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado". INTI.

CIRSOC 201 (2002). "Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón". INTI.

Dirección Nacional de Vialidad (1986). "Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado".

Braja Das (1985). "Fundamentos de ingeniería geotécnica".

Víctor Yepes Piqueras, blog Universidad Politécnica de Valencia.

CIMESA, Cimentaciones Mexicanas.

Universidad de Buenos Aires, Facultad de Ingeniería. Metodologías constructivas de muro colado

ANEXO

9. MEMORIAS DE CALCULO DEL PROYECTO

Paso Inferior Plaza España

Pilotes de la trinchera

Ciudad de Cordoba

**PASO INFERIOR PLAZA ESPAÑA
CIUDAD DE CORDOBA**

MEMORIA DE CÁLCULO

**PANTALLA DE PILOTES
TUNEL ZONA PLAZA**

Revisión 0

Mayo, 2017

1 . Datos

1.1. Determinación de la altura del paso inferior

Altura del paquete =	0,00 m
Altura de viga superior =	0,50 m
Altura libre =	4,50 m
Altura de la losa inferior =	0,00 m
Altura de tapada=	0,00 m
Altura Total desde CR a CSV =	5,00 m

1.2. Datos del suelo saturado

ϕ = Angulo de fricción	29,00 °
K_a = Coef. Empuje Activo = $\text{tg}^2 (45 - \phi/2)$	0,347
K_p = Coef. Empuje Pasivo = $\text{tg}^2 (45 + \phi/2)$	2,88
γ_{ss} = Peso especifico del suelo	1,80 t/m ³

1.3. Datos del suelo humedad natural

ϕ = Angulo de fricción	24,00 °
K_a = Coef. Empuje Activo = $\text{tg}^2 (45 - \phi/2)$	0,422
K_p = Coef. Empuje Pasivo = $\text{tg}^2 (45 + \phi/2)$	2,37
γ_{ss} = Peso especifico del suelo	1,55 t/m ³

1.4. Geometría de la pantalla lateral del paso inferior

L_m = Distancia entre pilotes =	1,60 m
h_e = Altura equivalente sobrecarga =	1,00 m
h_1 = Altura comienzo de losa =	0,00 m
h_2 = Altura fondo de losa =	0,00 m
h_3 = Altura del tabique =	0,00 m
d = Espesor del tabique =	0,00 m

1.5. Cálculo de tensiones y empujes de suelo saturado

1.5.1 Empuje activo de suelo

$$\sigma_{s1} = K_a \times \gamma_s \times h_t = 3,12 \text{ t/m}^2$$

1.5.2 Empuje activo de suelo adicional por sobrecarga

$$\sigma_e = K_a \times \gamma_s \times h_e = 0,62 \text{ t/m}^2$$

1.5.3 Carga vertical por tapada

$$\sigma_e = \gamma_s \times h_e = 1,8 \text{ t/m}^2$$

1.6. Cálculo de tensiones y empujes de suelo humedad natural

1.6.1 Empuje activo de suelo

$$\sigma_{s1} = K_a \times \gamma_s \times h_t = 3,27 \text{ t/m}^2$$

1.6.2 Empuje activo de suelo adicional por sobrecarga

$$\sigma_e = K_a \times \gamma_s \times h_e = 0,65 \text{ t/m}^2$$

1.7 Empuje activo de suelo adicional por tapada

$$\sigma_{s1} = K_a \times \gamma_s \times h_e = 0,65 \text{ t/m}^2$$

1.7 Fuerza de Sismo (según IMPRES - CIRSOC 103)

Emplazamiento del tunel:	Ciudad de Cordoba(Pcia de Cordoba)	
Zona Sismica:	1	
Sobrecarga concomitante =	0,39	t/m ²
Tipo de Suelo:	II	Intermedio
C_o = Coeficiente sísmico zonal =	0,025	
C = Coeficiente sísmico =	0,05	
$[\Delta E_{AS}/m^0]$ = Incremento del empuje activo =	0,80	t/m

3. Modelo numérico

3.1. Estados de carga

- E1: Peso Propio (PP)
- E2: Carga Permanente de carpeta (CP)
- E3: Empuje Activo de Suelo (ES)
- E4: Empuje adicional por Sobrecarga (ES)
- E5: Carga de Multitud compacta de calzada (MCC)
- E6: Carga de rodillos (A-30)
- E7: Empuje de tapada (ET)
- E8: Empuje por Sismo (Ess)

3.2. Combinaciones de carga

- Frecuente C1: $E1+E3+0,5.E4+E7$
- Poco Frecuente C2: $E1+E3+E4+E7$
- Rara: C3: $E1+E3+0,25.E4+E8$

3.3 Cálculo de resortes para modelar el suelo para hipótesis sin sismo

Longitud total de emportamientos de 10,0 [m]

3.3.1 Resortes de 5 a 10 m de profundidad

Ancho de la platea, L = 5,0 [m]
 Largo de la platea, B = 1,60 [m]
 Relación L/B = 3,13

	Situación Frecuente		Poco Frecuente	
Modulo del suelo, E =	250,00	[t/m ²]	700,00	[t/m ²]
Coef. de Poisson, ν =	0,40		0,40	
Modulo transv. Suelo, G =	89,3	[t/m ²]	250,0	[t/m ²]
Coef. βz =	2,35		2,35	
Rigidez horizontal, Kz =	989	[t/m]	2770	[t/m]
Rigidez horizontal	124	[t/m ³]	346	[t/m ³]
Rigidez horizontal de resortes intern	198	[t/m]	554	[t/m]
Rigidez horizontal de resortes extre	99	[t/m]	277	[t/m]

3.3.2 Resortes de 10 a 15 m de profundidad

Ancho de la platea, L = 5,0
 Largo de la platea, B = 1,6
 Relación L/B = 3,125

Modulo del suelo, E =	1500	[t/m ²]	1500	[t/m ²]
Coef. de Poisson, ν =	0,40		0	
Modulo transv. Suelo, G =	535,7	[t/m ²]	536	[t/m ²]
Coef. βz =	2,35		2	
Rigidez horizontal, Kz =	5935	[t/m]	5935	[t/m]
Rigidez horizontal	742	[t/m ³]	742	[t/m ³]
Rigidez horizontal de resortes intern	1187	[t/m]	1187	[t/m]
Rigidez horizontal de resortes extre	593	[t/m]	593	[t/m]

3.4 Cálculo de resortes para modelar el suelo para hipótesis con sismo

3.3.1 Resortes de 5 a 10 m de profundidad

Longitud del pilote, L =	5,0	[m]
Separación entre pilotes, B =	1,60	[m]
Relación L/B =	3,13	
Modulo del suelo, E =	700	[t/m ²]
Coef. de Poisson, ν =	0,40	
Modulo transv. Suelo, G =	250,00	[t/m ²]
Coef. βz =	2,35	
Rigidez horizontal, Kz =	2769,50	[t/m]
Rigidez horizontal	346,19	[t/m ³]
Rigidez horizontal de resortes intern	553,9	[t/m]
Rigidez horizontal de resortes exteri	277,0	[t/m]

3.3.2 Resortes de 10 a 15 m de profundidad

Longitud del pilote, L =	5,0	
Separación entre pilotes, B =	1,60	
Relación L/B =	3,13	
Modulo del suelo, E =	1500	[t/m ²]
Coef. de Poisson, ν =	0,40	
Modulo transv. Suelo, G =	535,71	[t/m ²]
Coef. βz =	2,35	
Rigidez horizontal, Kz =	5934,65	[t/m]
Rigidez horizontal	741,83	[t/m ³]
Rigidez horizontal de resortes intern	1186,9	[t/m]
Rigidez horizontal de resortes exteri	593,5	[t/m]

3.5 Geometria de modelo

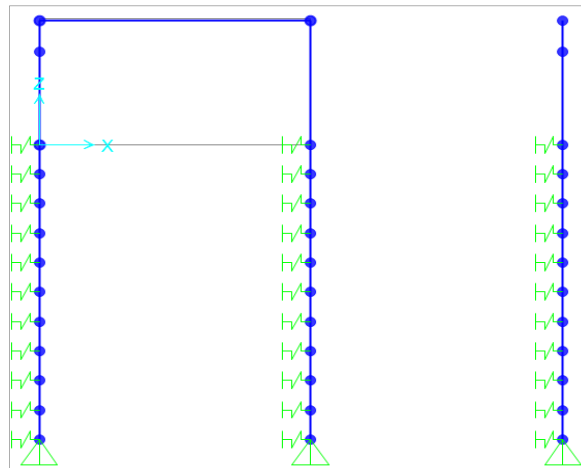


Figura 1. Modelo numérico - Zona de trincheira

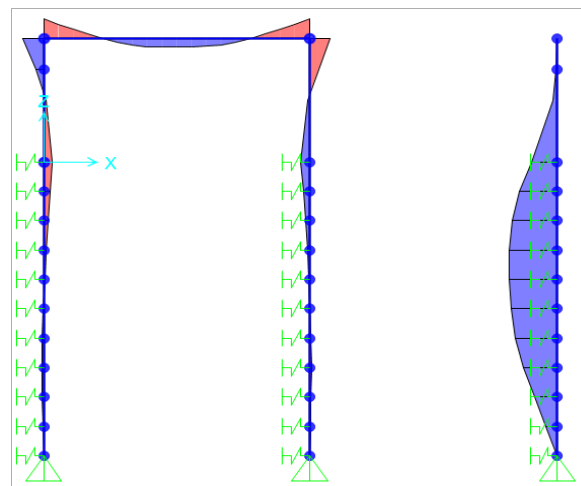


Figura 2. Diagrama de momento Comb.1

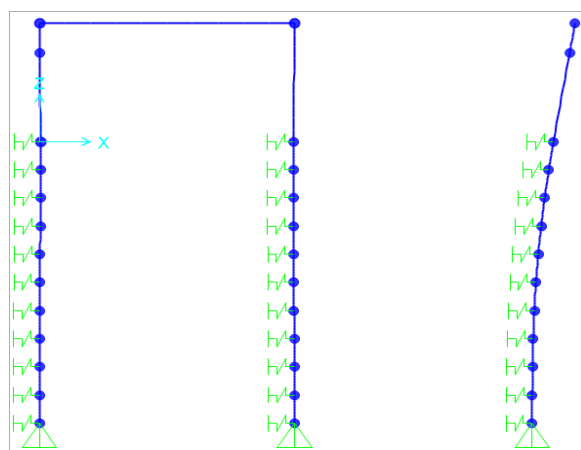


Figura 3. Deformada para Comb.1

4. Cálculo y verificación de pilotes

4.1. Verificación a Flexión

Comb. Cargas	N [t]	Mf [tm]	Mf + M.e [tm]	Diam [m]	Ag [m]	d [m]	b _R [t/m ²]	m	n	w ₀	m [cuantía]	A° neces. [cm ²]	A° disp.	A° disp. [cm ²]
Rara	-14,53	21,95	23,04	0,80	0,50	0,800	1750	0,033	-0,017	0,2	0,008	41,89	20 φ 25	98,2
Frecuente	-21,7	28,15	29,78	0,80	0,50	0,800	1750	0,042	-0,025	0,2	0,008	41,89	20 φ 25	98,2
Poco Frecuente	-28,03	35,84	37,94	0,80	0,50	0,800	1750	0,054	-0,032	0,2	0,008	41,89	20 φ 25	98,2

3.2. Verificación a Corte

Sección	Comb. Cargas	Q [t/m]	μ	v	As [cm ² /m]	As adop [cm ² /m]	A° Dispuesta
Conector	Envolvente	1,4989	0,7	1,75	0,8922	1,57	1 φ 10 c/50

Sección	Comb. Cargas	Q [t]	τ ₀ [t/m ²]	τ ₀₁₂ [t/m ²]	η	As [cm ² /m]	As adop [cm ² /m]	A° Dispuesta
Pilote en tunel	Rara	10,90	30	75	0,5	3,34	5,03	1 φ 8 c/20
Pilote en tunel	Frecuente	15,66	43	75	0,5	4,80	5,03	1 φ 8 c/20
Pilote en tunel	Poco Frecu	18,03	50	75	0,5	5,52	10,06	1 φ 8 c/10

Sección	Comb. Cargas	Mf [t.m]	Mf redist. [t.m]	b [m]	d [m]	h [m]	β _R [t/m ²]	K _R	K _Z	A° nec. [cm ² /m]	A° disp.	A° disp. [cm ² /m]	A° repart. [cm ² /m]	A° repart.
Gunitado	Envolvente	0,31	0,31	0,80	0,12	0,080	1750	0,061	0,904	1,81	φ 6 c/15	1,87	0,37	φ 6 c/15

5. Cálculo y verificación de pilotes en etapa constructiva

5.1. Verificación a Flexión

5. Cálculo y verificación de pilotes en etapa constructiva

5.1. Verificación a Flexión

Comb.Carga	N [t]	Mfu [t.m]	M+N.e [t.m]	Diam [m]	Ag [m]	d [m]	b _R [t/m ²]	m [adim]	n [adim]	w ₀	m [cuantía]	A° neces. [cm ²]	A° disp. [cm ²]
Constructiva	-9,2	60,23	60,92	0,8	0,50	0,8	1750	0,087	-0,010	0,45	0,019	94,25	20 φ 25 98,00

3.2. Verificación a Corte

Sección	Comb. Cargas	Q [t/m]	μ	v	As [cm ² / m]	Observ	As adop [cm ² / m]
Conector	Envolvente	1,57	0,70	1,75	0,93	Ver.	1 φ 10 c/50

Sección	Comb. Cargas	Q [t]	τ ₀ [t/m ²]	τ ₀₁₂ [t/m ²]	Observ	η	As [cm ² / m]	As adop [cm ² /m]
Pilotes en túnel	Envolvente	18,58	51	75	Arm	0,5	5,69	10,06 1 φ 8 c/10

Sección	Comb. Cargas	Mf [t.m]	Mf redistrib. [t.m]	b [m]	d [m]	h [m]	β _R [t/m ²]	K _R	K _Z	A° neces. [cm ² /m]	A° disp. [cm ² /m]	A° reparat. [cm ² /m]	A° reparat. [cm ² /m]
Gunitado	Envolvente	0,31	0,31	0,80	0,12	0,080	1750	0,061	0,904	1,81	1,87	0,37	φ 6 c/ 15

Paso Inferior Plaza España

Pilotes de la trinchera

Ciudad de Córdoba

**PASO INFERIOR PLAZA ESPAÑA
CIUDAD DE CORDOBA**

MEMORIA DE CÁLCULO

**PANTALLA DE PILOTES
TUNEL ZONA CON TRANSITO**

Revisión 0

Mayo, 2017

1 . Datos

1.1. Determinación de la altura del paso inferior

Altura del paquete =	0,00 m
Altura de viga superior =	0,50 m
Altura libre =	4,50 m
Altura de la losa inferior =	0,00 m
Altura de tapada =	0,00 m
Altura Total desde CR a CSV =	5,00 m

1.2. Datos del suelo saturado

ϕ = Angulo de fricción	29,00 °
K_a = Coef. Empuje Activo = $\text{tg}^2 (45 - \phi/2)$	0,347
K_p = Coef. Empuje Pasivo = $\text{tg}^2 (45 + \phi/2)$	2,88
γ_{ss} = Peso especifico del suelo	1,80 t/m ³

1.3. Datos del suelo humedad natural

ϕ = Angulo de fricción	24,00 °
K_a = Coef. Empuje Activo = $\text{tg}^2 (45 - \phi/2)$	0,422
K_p = Coef. Empuje Pasivo = $\text{tg}^2 (45 + \phi/2)$	2,37
γ_{ss} = Peso especifico del suelo	1,55 t/m ³

1.4. Geometría de la pantalla lateral del paso inferior

L_m = Distancia entre pilotes =	1,60 m
h_e = Altura equivalente sobrecarga =	1,00 m
h_1 = Altura comienzo de losa =	0,00 m
h_2 = Altura fondo de losa =	0,00 m
h_3 = Altura del tabique =	0,00 m
d = Espesor del tabique =	0,00 m

1.5. Cálculo de tensiones y empujes de suelo saturado

1.5.1 Empuje activo de suelo

$$\sigma_{s1} = K_a \times \gamma_s \times h_t = 3,12 \text{ t/m}^2$$

1.5.2 Empuje activo de suelo adicional por sobrecarga

$$\sigma_e = K_a \times \gamma_s \times h_e = 0,62 \text{ t/m}^2$$

1.6. Cálculo de tensiones y empujes de suelo humedad natural

1.6.1 Empuje activo de suelo

$$\sigma_{s1} = K_a \times \gamma_s \times h_t = 3,27 \text{ t/m}^2$$

1.6.2 Empuje activo de suelo adicional por sobrecarga

$$\sigma_e = K_a \times \gamma_s \times h_e = 0,65 \text{ t/m}^2$$

1.7 Fuerza de Sismo (según IMPRES - CIRSOC 103)

Emplazamiento del tunel:	Ciudad de Cordoba (Pcia de Cordoba)	
Zona Sismica:	1	
Sobrecarga concomitante =	0,39	t/m ²
Tipo de Suelo:	II	Intermedio
C_o = Coeficiente sísmico zonal =	0,025	
C = Coeficiente sísmico =	0,05	
$[\Delta E_{AS}/m^2]$ = Incremento del empuje activo =	0,80	t/m

3. Modelo numérico

3.1. Estados de carga

- E1: Peso Propio (PP)
- E2: Carga Permanente de carpeta (CP)
- E3: Empuje Activo de Suelo (ES)
- E4: Empuje adicional por Sobrecarga (ES)
- E5: Carga de Multitud compacta de calzada (MCC)
- E6: Carga de rodillos (A-30)
- E7: Empuje de tapada (ET) **(NA)**
- E8: Empuje por Sismo (Ess)

3.2. Combinaciones de carga

- Frecuente C1: $E1+E2+E3+0,5.E4+0,5.E5+0,5E6$
- Poco Frecuente C2: $E1+E2+E3+E4+E5+E6$
- Rara: C3: $E1+E2+E3+0,25.E4+0,25.E5+0,25.E6+E8$

3.3 Cálculo de resortes para modelar el suelo para hipótesis sin sismo

Longitud total de emportamientos del pilote = 10,0 [m]

3.3.1 Resortes de 5 a 10 m de profundidad

Ancho de la platea, L =	5,0	[m]		
Largo de la platea, B =	1,60	[m]		
Relación L/B =	3,13			
			Situacion Frecuente	Situacion Poco Frecuente
Modulo del suelo, E =	250,00	[t/m ²]	700,00	[t/m ²]
Coef. de Poisson, ν =	0,40		0,40	
Modulo transv. Suelo, G =	89,3	[t/m ²]	250,0	[t/m ²]
Coef. βz =	2,35		2,35	
Rigidez horizontal, Kz =	989	[t/m]	2770	[t/m]
Rigidez horizontal	124	[t/m ³]	346	[t/m ³]
Rigidez horizontal de resortes internos	198	[t/m]	554	[t/m]
Rigidez horizontal de resortes extremos	99	[t/m]	277	[t/m]

3.3.2 Resortes de 10 a 15 m de profundidad

Ancho de la platea, L =	5,0		5	
Largo de la platea, B =	1,60		1,6	
Relación L/B =	3,13		3,125	
Modulo del suelo, E =	1500	[t/m ²]	1500	[t/m ²]
Coef. de Poisson, ν =	0,40		0	
Modulo transv. Suelo, G =	535,7	[t/m ²]	536	[t/m ²]
Coef. βz =	2,35		2	
Rigidez horizontal, Kz =	5935	[t/m]	5935	[t/m]
Rigidez horizontal	742	[t/m ³]	742	[t/m ³]
Rigidez horizontal de resortes internos	1187	[t/m]	1187	[t/m]
Rigidez horizontal de resortes extremos	593	[t/m]	593	[t/m]

3.4 Cálculo de resortes para modelar el suelo para hipótesis con sismo

3.3.1 Resortes de 5 a 10 m de profundidad

Longitud del pilote, L =	5,0	[m]
Separación entre pilotes, B =	1,60	[m]
Relación L/B =	3,13	
Modulo del suelo, E =	700	[t/m ²]
Coef. de Poisson, ν =	0,40	
Modulo transv. Suelo, G =	250,00	[t/m ²]
Coef. β_z =	2,35	
Rigidez horizontal, Kz =	2769,50	[t/m]
Rigidez horizontal	346,19	[t/m ³]
Rigidez horizontal de resortes internos	553,9	[t/m]
Rigidez horizontal de resortes extremos	277,0	[t/m]

3.3.2 Resortes de 10 a 15 m de profundidad

Longitud del pilote, L =	5,0	
Separación entre pilotes, B =	1,60	
Relación L/B =	3,13	
Modulo del suelo, E =	1500	[t/m ²]
Coef. de Poisson, ν =	0,40	
Modulo transv. Suelo, G =	535,71	[t/m ²]
Coef. β_z =	2,35	
Rigidez horizontal, Kz =	5934,65	[t/m]
Rigidez horizontal	741,83	[t/m ³]
Rigidez horizontal de resortes internos	1186,9	[t/m]
Rigidez horizontal de resortes extremos	593,5	[t/m]

3.5 Geometria de modelo

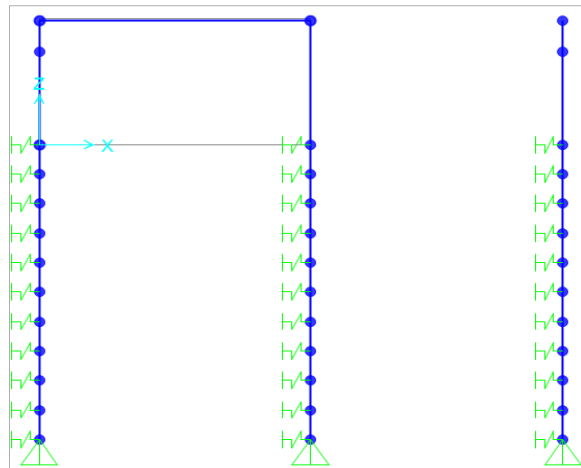


Figura 1. Modelo numérico - Zona de trinchera

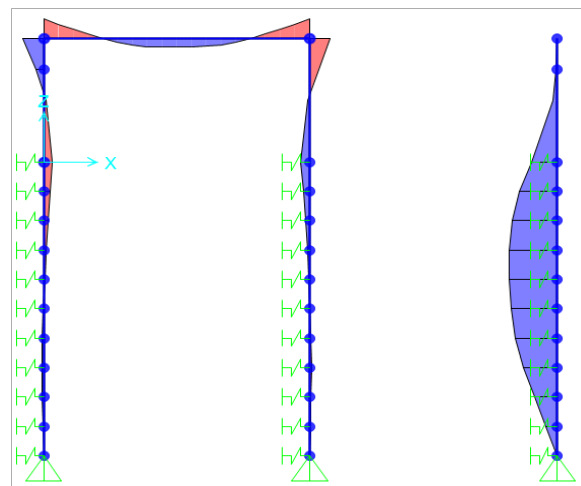


Figura 2. Diagrama de momento Comb.1

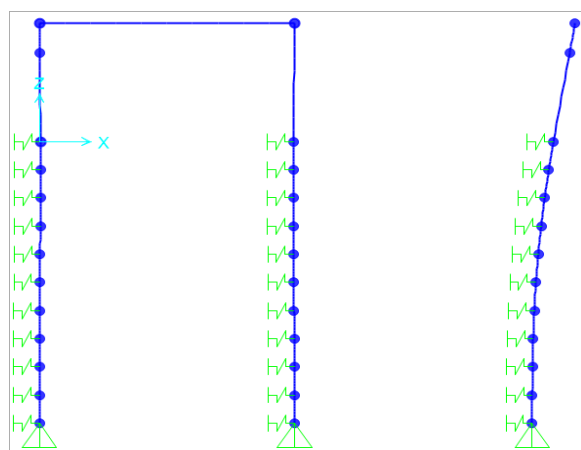


Figura 3. Deformada para Comb.1

4. Cálculo y verificación de pilotes

4.1. Verificación a Flexión

Comb.	N [t]	Mf [t.m]	M ⁺ Excentricidad	Diam [m]	Ag [m]	d [m]	b _R [t/m ²]	m [adim]	n [adim]	w ₀	m	A° neces. [cm ²]	A° disp.	A° disp. [cm ²]	
															[cuantía]
Cargas															
Rara	-8,41	14,48	15,11	0,80	0,50	0,800	1750	0,021	-0,010	0,1	0,004	20,94	20 φ 25	98,2	
Frecuente	-9,73	14,03	14,76	0,80	0,50	0,800	1750	0,021	-0,011	0,1	0,004	20,94	20 φ 25	98,2	
Poco Frecuente	-14,26	20,34	21,41	0,80	0,50	0,800	1750	0,030	-0,016	0,2	0,008	41,89	20 φ 25	98,2	

3.2. Verificación a Corte

Sección	Comb.	Q [t/m]	μ	v	As [cm ² /m]	As adop [cm ² /m]	A° Dispuesta
Conector de corte							

Sección	Comb.	Q [t]	τ ₀ [t/m ²]	τ ₀₁₂ [t/m ²]	η	As [cm ² /m]	As adop [cm ² /m]	A° Dispuesta
Pilote en tunel	Rara	10,90	30	75	0,5	3,34	10,06	1 φ 8 c/10
Pilote en tunel	Frecuente	11,07	30	75	0,5	3,39	5,03	1 φ 8 c/20
Pilote en tunel	Poco Frecuente	13,1	36	75	0,5	4,01	5,03	1 φ 8 c/20

Sección	Comb.	Mf [t.m]	Mf redist. [t.m]	b [m]	d [m]	h [m]	β _R [t/m ²]	K _R	K _Z	A° neces [cm ² /m]	A° disp.	A° repart. [cm ² /m]	A° repart.
Gunitado (b=1,80m)	Cargas												
	Envolvente	0,31	0,31	0,80	0,12	0,080	1750	0,061	0,904	1,81	1,87	0,37	φ 6 c/15

5. Cálculo y verificación de pilotes en etapa constructiva

5.1. Verificación a Flexión

5. Cálculo y verificación de pilotes en etapa constructiva

5.1. Verificación a Flexión

Comb. Carga	N [t]	Mfu [t.m]	M+N.exc	Diam [m]	Ag [m]	d [m]	b _R [t/m ²]	m [adim]	n [adim]	w ₀	m [cuantía]	A° neces. [cm ²]	A° disp. [cm ²]
Constructiva	-10,47	53,9	54,73	0,8	0,50	0,8	1750	0,078	-0,012	0,4	0,017	83,78	20 φ 25 98,00

3.2. Verificación a Corte

Sección	Comb. Cargas	Q [t/m]	μ	v	As [cm ² /m]	Observ	As adop [cm ² /m]
Conector de corte	Envolvente	1,57	0,70	1,75	0,93	Verifica	1,57 1 φ 10 c/50

Sección	Comb. Cargas	Q [t]	τ ₀ [t/m ²]	τ ₀₁₂ [t/m ²]	Observ	η	As [cm ² /m]	As adop [cm ² /m]
Pilotes en túnel	Envolvente	16,75	46	75	Arm.	0,5	5,13	10,06 1 φ 8 c/10

Sección	Comb. Cargas	Mf [t.m]	Mf redist. [t.m]	b [m]	d [m]	h [m]	β _R [t/m ²]	K _R	K _Z	A° neces. [cm ² /m]	A° disp. [cm ² /m]	A° repart. [cm ² /m]	A° repart.
Gunitado	Envolvente	0,31	0,31	0,80	0,12	0,080	1750	0,061	0,904	1,81	1,87	0,37	φ 6 c/15 φ 6 c/15

*Paso Inferior Plaza España
Pilotes de la trinchera
Ciudad de Cordoba*

**PASO INFERIOR PLAZA ESPAÑA
CIUDAD DE CORDOBA**

MEMORIA DE CÁLCULO

**PANTALLA DE PILOTES
ZONA TRINCHERA**

Revisión 0

Mayo, 2017

1 . Datos

1.1. Determinación de la altura del paso inferior

Altura del paquete =	0,00 m
Altura de viga superior =	0,50 m
Altura libre =	4,50 m
Altura de la losa inferior =	0,00 m
Altura de tapada=	0,00 m
Altura Total desde CR a CSV =	5,00 m

1.2. Datos del suelo saturado

φ = Angulo de fricción	29,00 °
K_a = Coef. Empuje Activo = $\text{tg}^2 (45 - \varphi/2)$	0,347
K_p = Coef. Empuje Pasivo = $\text{tg}^2 (45 + \varphi/2)$	2,88
γ_{ss} = Peso específico del suelo	1,80 t/m³

1.3. Datos del suelo humedad natural

φ = Angulo de fricción	24,00 °
K_a = Coef. Empuje Activo = $\text{tg}^2 (45 - \varphi/2)$	0,422
K_p = Coef. Empuje Pasivo = $\text{tg}^2 (45 + \varphi/2)$	2,37
γ_{ss} = Peso específico del suelo	1,55 t/m³

1.4. Geometría de la pantalla lateral del paso inferior

L_m = Distancia entre pilotes =	1,60 m
h_e = Altura equivalente sobrecarga =	1,00 m
h_1 = Altura comienzo de losa =	0,00 m
h_2 = Altura fondo de losa =	0,00 m
h_3 = Altura del tabique =	0,00 m
d = Espesor del tabique =	0,00 m

1.5. Cálculo de tensiones y empujes de suelo saturado

1.5.1 Empuje activo de suelo

$$\sigma_{s1} = K_a \times \gamma_s \times h_t = \quad \quad \quad \mathbf{3,12 \text{ t/m}^2}$$

1.5.2 Empuje activo de suelo adicional por sobrecarga

$$\sigma_e = K_a \times \gamma_s \times h_e = \quad \quad \quad \mathbf{0,62 \text{ t/m}^2}$$

1.6. Cálculo de tensiones y empujes de suelo humedad natural

1.6.1 Empuje activo de suelo

$$\sigma_{s1} = K_a \times \gamma_s \times h_t = \quad \quad \quad \mathbf{3,27 \text{ t/m}^2}$$

1.6.2 Empuje activo de suelo adicional por sobrecarga

$$\sigma_e = K_a \times \gamma_s \times h_e = \quad \quad \quad \mathbf{0,65 \text{ t/m}^2}$$

1.7 Fuerza de Sismo (según IMPRES - CIRSOC 103)

Emplazamiento del tunel:	Ciudad de Cordoba(Pcia de Cordoba)	
Zona Sismica:	1	
Sobrecarga concomitante =	0,39	t/m2
Tipo de Suelo:	II	Intermedio
C_o = Coeficiente sísmico zonal =	0,025	
C = Coeficiente sísmico =	0,05	
$[\Delta E_{AS}/m'o]$ = Incremento del empuje activo =	0,80	t/m

3. Modelo numérico

3.1. Estados de carga

- E1: Peso Propio (PP)
- E2: Carga Permanente de carpeta (CP)
- E3: Empuje Activo de Suelo (ES)
- E4: Empuje adicional por Sobrecarga (ES)
- E5: Carga de Multitud compacta de calzada (MCC) **(NA)**
- E6: Carga de rodillos (A-30) **(NA)**
- E6: Empuje de tapada (ET) **(NA)**
- E7: Empuje por Sismo (Ess)

3.2. Combinaciones de carga

- Frecuente C1: E1+E3+0,5E4
- Poco Frecuente C2: E1+E3+E4
- Rara: C3: E1+E3+0,25E4+E7

3.3 Cálculo de resortes para modelar el suelo para hipótesis sin sismo

Longitud total de emportamientos del pilote = 10,0 [m]

3.3.1 Resortes de 5 a 10 m de profundidad

Ancho de la platea, L =	5,0	[m]		
Largo de la platea, B =	1,60	[m]		
Relación L/B =	3,13			
			Situacion Frecuente	Situacion Poco Frecuente
Modulo del suelo, E =	250,00	[t/m ²]	700,00	[t/m ²]
Coef. de Poisson, ν =	0,40		0,40	
Modulo transv. Suelo, G =	89,3	[t/m ²]	250,0	[t/m ²]
Coef. β_z =	2,35		2,35	
Rigidez horizontal, Kz =	989	[t/m]	2770	[t/m]
Rigidez horizontal	124	[t/m ³]	346	[t/m ³]
Rigidez horizontal de resortes internos	198	[t/m]	554	[t/m]
Rigidez horizontal de resortes extremos	99	[t/m]	277	[t/m]

3.3.2 Resortes de 10 a 15 m de profundidad

Ancho de la platea, L =	5,0		5	
Largo de la platea, B =	1,60		1,6	
Relación L/B =	3,13		3,125	
Modulo del suelo, E =	1500	[t/m ²]	1500	[t/m ²]
Coef. de Poisson, ν =	0,40		0	
Modulo transv. Suelo, G =	535,7	[t/m ²]	536	[t/m ²]
Coef. β_z =	2,35		2	
Rigidez horizontal, Kz =	5935	[t/m]	5935	[t/m]
Rigidez horizontal	742	[t/m ³]	742	[t/m ³]
Rigidez horizontal de resortes internos	1187	[t/m]	1187	[t/m]
Rigidez horizontal de resortes extremos	593	[t/m]	593	[t/m]

3.4 Cálculo de resortes para modelar el suelo para hipótesis con sismo

3.3.1 Resortes de 5 a 10 m de profundidad

Longitud del pilote, L =	5,0	[m]
Separación entre pilotes, B =	1,60	[m]
Relación L/B =	3,13	
Modulo del suelo, E =	700	[t/m ²]
Coef. de Poisson, ν =	0,40	
Modulo transv. Suelo, G =	250,00	[t/m ²]
Coef. β_z =	2,35	
Rigidez horizontal, Kz =	2769,50	[t/m]
Rigidez horizontal	346,19	[t/m ³]
Rigidez horizontal de resortes internos	553,9	[t/m]
Rigidez horizontal de resortes extremos	277,0	[t/m]

3.3.2 Resortes de 10 a 15 m de profundidad

Longitud del pilote, L =	5,0	
Separación entre pilotes, B =	1,60	
Relación L/B =	3,13	
Modulo del suelo, E =	1500	[t/m ²]
Coef. de Poisson, ν =	0,40	
Modulo transv. Suelo, G =	535,71	[t/m ²]
Coef. β_z =	2,35	
Rigidez horizontal, Kz =	5934,65	[t/m]
Rigidez horizontal	741,83	[t/m ³]
Rigidez horizontal de resortes internos	1186,9	[t/m]
Rigidez horizontal de resortes extremos	593,5	[t/m]

3.5 Geometria de modelo

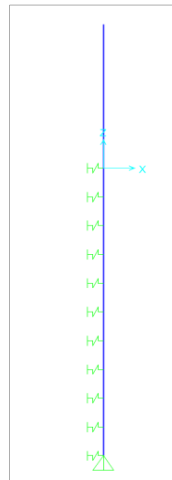


Figura 1. Modelo numérico - Zona de trinchera

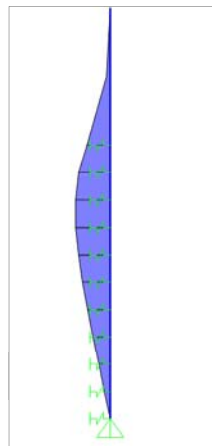


Figura 2. Diagrama de momento Comb.1

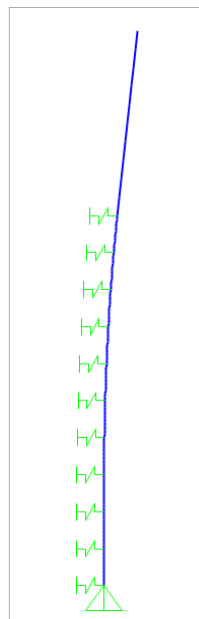


Figura 3. Deformada para Comb.1

**PASO INFERIOR PLAZA ESPAÑA
CIUDAD DE CORDOBA**

A9.3. MEMORIA DE CÁLCULO DE LOSAS

Mayo, 2017

CALCULO DE LOSA ALVEOLAR EN ZONA ROTONDA

Revisión 0

- 1. ANALISIS DE CARGA**
- 2. CALCULO DE SOLICITACIONES**
- 3. PROPIEDADES DE LA SECCION Y MATERIALES**
- 4. VERIFICACION DE TENSIONES DE SERVICIO (E.L.S.)**
- 5. VERIFICACION A ROTURA (E.L.U.)**

Mayo, 2017

CALCULO DE LOSA ALVEOLAR PRETENSADA HOJA DE DATOS

1. Hoja de datos del puente

Longitud entre apoyos =	8,80 [m]
Ancho de módulo de losa =	1,25 [m]
Ancho de calzada =	1,25 [m]
Ancho de vereda total =	0,00 [m]
Ancho de vereda de calculo =	0,00 [m]
Espesor carpeta de compresión =	0,15 [m]
Espesor total de losa =	0,15 [m]
Espesor medio pavimento =	0,05 [m]
Cantidad de losas por módulo =	1
Peso propio de losas alveolares pretensadas =	0,56 [t/m]
Altura total de losa alveolar =	0,40 [m]

Sobrecarga móvil

Aplanadora Tipo =	A-30
Cantidad de aplanadoras =	1
Rodillo delantero (Rd) =	13 [t]
Rodillo trasero (Rt) =	17 [t]
Multitud compacta en calzada =	0,601 [t/m ²]
Sobrecarga en vereda =	0,400 [t/m ²]
Coefficiente de impacto =	1,306
Coef. reducción por cant. aplan. =	1,00

2. Análisis de carga

2.1. Cargas permanentes

Carpeta de compresión =	0,47 [t/m]
Viga transversal central =	0,00 [t/m]
Pavimento de adoquines =	0,15 [t/m]
Defensa, vereda y baranda peatonal =	0,00 [t/m]
Losas alveolares =	0,56 [t/m]
	=====
g =	<u><u>1,18</u></u> [t/m]

2.2. Sobrecarga móvil

Rodillo trasero (Rt) =	22,20 [t]
Rodillo delantero (Rd) =	16,98 [t]
Sobrecarga dist. en tablero (p2) =	0,98 [t/m]

2. Análisis de carga y cálculo de solicitaciones (según modelo)

1. Cargas

			Carga	
			Distrib.	
			[t/m]	
1. Peso propio de losas alveolares =			0,562	
2. Peso propio carpeta compresión =			0,469	
3. Sob. permanente =			0,120	
4. Sobrecarga móvil				
Sobrecarga en vereda =			0,40	[t/m ²]
Multitud compacta en calzada =			0,60	[t/m ²]
Aplanadora tipo =	A-30	Cant.:	1	
Coef. de Impacto =			1,31	
Coef. de reducción de aplanadoras =			1,00	
Rodillo trasero reducido (Rt) =			16,32	[t]
Rodillo delantero reducido (Rd) =			11,09	[t]
Sobrecarga distribuida en tablero =			0,98	[t/m]

2. Cálculo de solicitaciones

Longitud de cálculo de losa = 8,80 [m]

2.1. Momento Flector

Sección	Dist. [m]	M1 [tm]	M2 [tm]	M3 [tm]	M4 [tm]	M total [tm]
Apoyo	0,00	0,0	0,0	0,0	-5,3	-6,8
1	0,26	0,6	0,5	0,1	-2,9	-2,1
2	1,10	2,4	2,0	0,5	4,3	11,9
3	2,20	4,1	3,4	0,9	10,0	18,4
4	3,30	5,1	4,3	1,1	13,8	31,5
5	4,40	5,4	4,5	1,2	16,7	36,1

2.2. Esfuerzo de corte

				1,00	1,00	
Sección	Dist. [m]	V1 [t]	V2 [t]	V3 [t]	V4 [t]	V total [t]
Apoyo	0,00	2,5	2,1	0,5	9,1	14,1
1	0,26	2,3	1,9	0,5	8,9	13,7
2	1,10	1,9	1,5	0,4	8,3	12,1
3	2,20	1,2	1,0	0,3	3,8	6,3
4	3,30	0,6	0,5	0,1	3,0	4,3
5	4,40	0,0	0,0	0,0	2,2	2,2

2.3. Esfuerzo de pretensado

Tensión de tiro en banco =	13500 [kg/cm ²]
Pérdida acort. Elástico =	1000 [kg/cm ²]
Tensión a tiempo cero =	12500 [kg/cm ²]
Pérdida de pretensado Etapa 1 =	5,00%
Pérdida de pretensado Etapa 2 =	10,00%

Sección	Excent. e [m]	Apret. [cm ²]	Npret [t]	Mpret [tm]	Vpret [t]
Apoyo	0,16	15,79	197,4	8,1	0,0
1	0,16	15,79	197,4	8,1	0,0
2	0,16	15,79	197,4	8,1	0,0
3	0,16	15,79	197,4	8,1	0,0
4	0,16	15,79	197,4	8,1	0,0
5	0,16	15,79	197,4	8,1	0,0

Referencias:

V1, M1:	Peso Propio de la losa alveolar
V2, M2:	Carga permanente de la carpeta de compresión
V3, M3:	Sobrecarga permanente
V4, M4:	Sobrecarga de uso

2.3 Modelo Numérico del Tablero

Geometría del modelo numérico

Se realizó un modelo numérico de Elementos Finitos de la sección del tunel

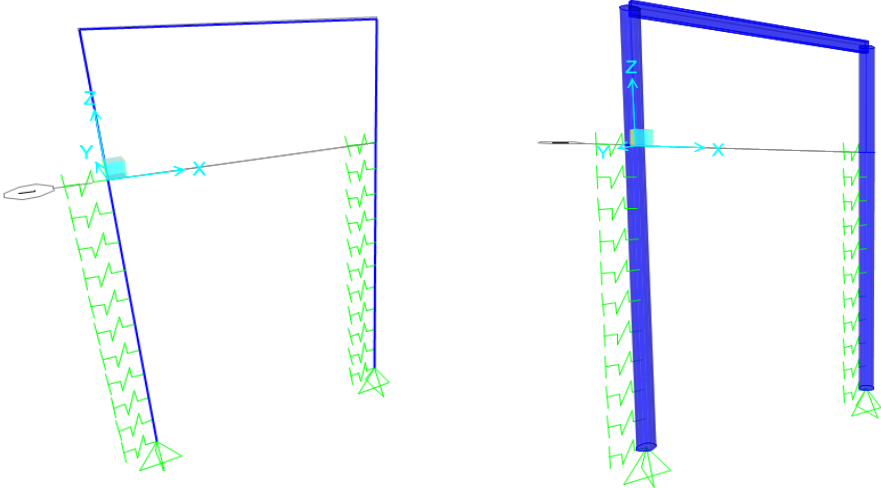


Figura 1: Modelo Geometrico del Tablero

Resultados del modelo

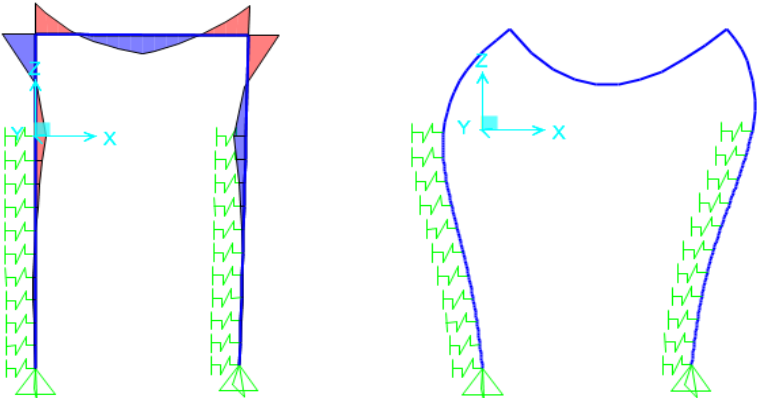


Figura 2: Diagrama de Máx. Momento Flector para Comb.2

3. Características geométricas y mecánicas de la sección - Materiales

SECCION DE HORMIGON		SECCION A° PRETENSADO		SECCION ACERO PASIVO	
				Inferior	Superior
H [m] =	0,40	Fsp [cm2] =	15,79	Fs [cm2] =	0 0,00
bw i [m] =	0,408	esp [cm] =	16	es [cm] =	3,5 3,5
bw s [m] =	0,408				
h L [m] =	0,15	Fsp [m2] =	0,0016	Fs [m2] =	0,0000 0,0000
L [m] =	1,20	esp [m] =	0,16	es [m] =	0,04 0,04
bi1 [m] =	1,20				
bi2 [m] =	1,20				
bs2 [m] =	1,20				
bs1 [m] =	1,20				
hi1 [m] =	0,04				
hi2 [m] =	0,00				
hs2 [m] =	0,00				
hs1 [m] =	0,04				
hw [m] =	0,32				
h3' [m] =	0,16				
h3'' [m] =	0,05				
h4'' [m] =	0,00				

Propiedades mecánicas de la sección

Propiedad	SECCION SIMPLE	SECCION SIMPLE HOMOGENEA	SECCION COMPUESTA	SECCION COMP. HOMOGENEA
Area [m2] =	0,22482	0,23257	0,37457	0,38232
Xg [m] =	0,20000	0,19858	0,30994	0,30685
Ig [m4] =	0,00419	0,00420	0,01127	0,01145
h inf v [m] =	0,20000	0,19858	0,30994	0,30685
h sp [m] =	0,04250	0,04108	0,15244	0,14935
h sup v [m] =	0,20000	0,20142	0,09006	0,09315
h sup l [m] =			0,24006	0,24315
W inf v [m3] =	0,02096	0,02117	0,03636	0,03730
W sp [m3] =	0,09862	0,10235	0,07393	0,07664
W sup v [m3] =	0,02096	0,02088	0,12514	0,12288
W sup l [m3] =			0,04694	0,04707
S1 [m3] =		0,01388		
S2 [m3] =				0,02922
S3 [m3] =				0,02518
z [m] =		0,316		0,425

Materiales

Resistencia del H° de viga pretensada	σ'_{bk} [kg/cm2] =	300 H-30
Resistencia del H° carpeta de compresión	σ'_{bk} [kg/cm2] =	210 H-21
Resistencia del A° Pretensado	β'_z [kg/cm2] =	19000
Límite de fluencia del A° Pret.	β'_s [kg/cm2] =	17000
Límite de fluencia del A° ADN-420	β'_{bk} [kg/cm2] =	4200
Módulo de elasticidad de la losa pretensada	Ev [t/m2] =	3300000
Módulo de elasticidad de la carpeta de compresión	EI [t/m2] =	2750000
Relación de módulos	Ev/EI =	1,20
Módulo de elasticidad del acero de pretensado	Es [t/m2] =	19500000
Relación de módulos	Es/Eh =	5,91
Módulo de elasticidad del acero ADN-420	Ea [t/m2] =	21000000
Relación de módulos	Ea/Ev =	6,36
Tensión tangencial bajo carga de rotura	τ_{rot} [kg/cm2] =	20 R50, Cirsoc201
	$\Delta\tau$ [kg/cm2] =	12 60 % R50

4. Verificación de tensiones de servicio

SECCION 5

Tensiones Losas Pretensada	Estados de carga										
	Pretensado inicial (t=0) S.S. (1-a)	Pretensado inicial (t=0) S.C. (1-b)	P. Propio Losa S.S. (2-a)	P. Propio Losa S.C. (2-b)	C.Perm. Losa S.S. (3-a)	C.Perm. Losa S.C. (3-b)	Pretensado 2da.Etapa S.C. (4)	Sob.Perm. tablero S.C. (5)	Pérdida V.C. Pret. t=inf 10,00% (6)	Sobrecarga movil S.C. (7)	Acciones de Coacción S.C. (8)
	Tensión sup. losa		28,7		9,6		8,0	0,0	2,1	0,92	29,5
Tensión inf. losa		37,5		3,7		3,1	0,0	0,8	-2,30	11,3	
Tensión sup. losa alv.	46,0	45,0	26,1	4,4	21,7	3,7	0,0	0,9	-2,76	13,5	
Tensión fibra A° Pret.	92,8	62,2	-5,3	-7,1	-4,4	-5,9	0,0	-1,5	-9,01	-21,7	
Tensión inf. losa alv.	123,2	73,4	-25,7	-14,6	-21,4	-12,2	0,0	-3,1	-13,07	-44,6	

Etapa inicial: Pretensado inicial + Peso propio de losa											Tensiones resultantes [kg/cm2]	
Pérdida Pret. V.S. = 0,00%												
Coef. aplicación	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Tensión sup. losa alv.	46,0	0,0	26,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	72,1
Tensión fibra A° Pret.	92,8	0,0	-5,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	87,5
Tensión inf. losa alv.	123,2	0,0	-25,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	97,5

H-30
Control
Tensiones
[kg/cm2]
> -22
< 160

Etapa de servicio (Cargas permanentes): Pretensado inicial + Pérdidas + P. Propio + C. Perm.											Tensiones resultantes [kg/cm2]	
Pérdida Pret. V.S. = 5,00%												
Pérdida Pret. V.C. = 10,00%												
Coef. aplicación	0,95	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	0,90	1,00	1,00	0,00	0,00	
Tensión sup. losa	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	2,1	0,9	0,0	0,0	3,0
Tensión inf. losa	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,8	-2,3	0,0	0,0	-1,5
Tensión sup. losa alv.	43,7	0,0	26,1	0,0	21,7	0,0	0,0	0,9	-2,8	0,0	0,0	89,7
Tensión fibra A° Pret.	88,2	0,0	-5,3	0,0	-4,4	0,0	0,0	-1,5	-9,0	0,0	0,0	67,9
Tensión inf. losa alv.	117,0	0,0	-25,7	0,0	-21,4	0,0	0,0	-3,1	-13,1	0,0	0,0	53,7

< 100
< 130
> -35

Etapa de servicio (Máx. sob.): Pret. inicial + Pérdidas + P. Propio + C. Perm. + 100 % Sobrecarga de uso											Tensiones resultantes [kg/cm2]	
Pérdida Pret. V.S. = 5,00%												
Pérdida Pret. V.C. = 10,00%												
Coef. aplicación	0,95	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	0,90	1,00	1,00	1,00	0,00	
Tensión sup. losa	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	2,1	0,9	29,5	0,0	32,4
Tensión inf. losa	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,8	-2,3	11,3	0,0	9,8
Tensión sup. losa alv.	43,7	0,0	26,1	0,0	21,7	0,0	0,0	0,9	-2,8	13,5	0,0	103,3
Tensión fibra A° Pret.	88,2	0,0	-5,3	0,0	-4,4	0,0	0,0	-1,5	-9,0	-21,7	0,0	46,2
Tensión inf. losa alv.	117,0	0,0	-25,7	0,0	-21,4	0,0	0,0	-3,1	-13,1	-44,6	0,0	9,1

< 100
< 130
> -35

SECCION 1

Tensiones Viga Pretensada	Estados de carga										
	Pretensado inicial (t=0) S.S. (1-a)	Pretensado inicial (t=0) S.C. (1-b)	P. Propio Losa S.S. (2-a)	P. Propio Losa S.C. (2-b)	C.Perm. Losa S.S. (3-a)	C.Perm. Losa S.C. (3-b)	Pretensado 2da.Etapa S.C. (4)	Sob.Perm. tablero S.C. (5)	Pérdida V.C. Pret. t=inf 10,00% (6)	Sobrecarga movil S.C. (7)	Acciones de Coacción S.C. (8)
	Tensión sup. losa		28,7		1,1		0,9	0,0	0,2	0,92	-5,2
Tensión inf. losa		37,5		0,4		0,4	0,0	0,1	-2,30	-2,0	
Tensión sup. losa alv.	46,0	45,0	3,0	0,5	2,5	0,4	0,0	0,1	-2,76	-2,4	
Tensión fibra A° Pret.	92,8	62,2	-0,6	-0,8	-0,5	-0,7	0,0	-0,2	-9,01	3,8	
Tensión inf. losa alv.	123,2	73,4	-2,9	-1,7	-2,5	-1,4	0,0	-0,4	-13,07	7,9	

Etapa inicial: Pretensado inicial + Peso propio de viga											Tensiones resultantes [kg/cm2]	
Pérdida Pret. V.S. = 0,00%												
Coef. aplicación	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Tensión sup. losa alv.	46,0	0,0	3,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	49,0
Tensión fibra A° Pret.	92,8	0,0	-0,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	92,2
Tensión inf. losa alv.	123,2	0,0	-2,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	120,2

H-30
Control
Tensiones
[kg/cm2]
> -22
< 160

Etapa de servicio (Cargas permanentes): Pretensado inicial + Pérdidas + P. Propio + C. Perm.											Tensiones resultantes [kg/cm2]	
Pérdida Pret. V.S. = 5,00%												
Pérdida Pret. V.C. = 10,00%												
Coef. aplicación	0,95	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	0,90	1,00	1,00	0,00	0,00	
Tensión sup. losa	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,2	0,9	0,0	0,0	1,2
Tensión inf. losa	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	-2,3	0,0	0,0	-2,2
Tensión sup. losa alv.	43,7	0,0	3,0	0,0	2,5	0,0	0,0	0,1	-2,8	0,0	0,0	46,6
Tensión fibra A° Pret.	88,2	0,0	-0,6	0,0	-0,5	0,0	0,0	-0,2	-9,0	0,0	0,0	77,9
Tensión inf. losa alv.	117,0	0,0	-2,9	0,0	-2,5	0,0	0,0	-0,4	-13,1	0,0	0,0	98,2

< 100
> -35
< 130

Etapa de servicio (Máx. sob.): Pret. inicial + Pérdidas + P. Propio + C. Perm. + 100 % Sobrecarga de uso											Tensiones resultantes [kg/cm2]	
Pérdida Pret. V.S. = 5,00%												
Pérdida Pret. V.C. = 10,00%												
Coef. aplicación	0,95	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	0,90	1,00	1,00	1,00	0,00	
Tensión sup. losa	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,2	0,9	-5,2	0,0	-4,0
Tensión inf. losa	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	-2,3	-2,0	0,0	-4,2
Tensión sup. losa alv.	43,7	0,0	3,0	0,0	2,5	0,0	0,0	0,1	-2,8	-2,4	0,0	44,2
Tensión fibra A° Pret.	88,2	0,0	-0,6	0,0	-0,5	0,0	0,0	-0,2	-9,0	3,8	0,0	81,7
Tensión inf. losa alv.	117,0	0,0	-2,9	0,0	-2,5	0,0	0,0	-0,4	-13,1	7,9	0,0	106,0

< 100
> -35
< 130

Referencias: (+) Tensión de compresión
(-) Tensión de tracción

5.1. Verificación de la losa a rotura (E.L.U.)

SECCION 5

Pret. En banco	6 ϕ 1/2" =	6 x	0,987cm ² x	17,0 t/m ² =	0,12 =	0,0 tm
Pret. En banco	10 ϕ 1/2" =	10 x	0,987cm ² x	17,0 t/m ² =	0,41 =	68,8 tm
					Mult resp. =	68,8 tm
					M sol =	36,1 tm
					Coef. Seg. =	1,90 > 1.75 (verifica)

SECCION 4

Pret. En banco	6 ϕ 1/2" =	6 x	0,987cm ² x	17,0 t/m ² =	0,12 =	0,0 tm
Pret. En banco	10 ϕ 1/2" =	10 x	0,987cm ² x	17,0 t/m ² =	0,41 =	68,8 tm
					Mult resp. =	68,8 tm
					M sol =	31,5 tm
					Coef. Seg. =	2,18 > 1.75 (verifica)

SECCION 3

Pret. En banco	6 ϕ 1/2" =	6 x	0,987cm ² x	17,0 t/m ² =	0,12 =	0,0 tm
Pret. En banco	10 ϕ 1/2" =	10 x	0,987cm ² x	17,0 t/m ² =	0,41 =	68,8 tm
					Mult resp. =	68,8 tm
					M sol =	18,4 tm
					Coef. Seg. =	3,74 > 1.75 (verifica)

SECCION 2

Pret. En banco	6 ϕ 1/2" =	6 x	0,987cm ² x	17,0 t/m ² =	0,12 =	0,0 tm
Pret. En banco	10 ϕ 1/2" =	10 x	0,987cm ² x	17,0 t/m ² =	0,41 =	68,8 tm
					Mult resp. =	68,8 tm
					M sol =	11,9 tm
					Coef. Seg. =	5,77 > 1.75 (verifica)

SECCION 1

Pret. En banco	6 ϕ 1/2" =	6 x	0,987cm ² x	17,0 t/m ² =	0,12 =	0,0 tm
Pret. En banco	10 ϕ 1/2" =	10 x	0,987cm ² x	17,0 t/m ² =	0,41 =	68,8 tm
					Mult resp. =	68,8 tm
					M sol =	-2,1 tm
					Coef. Seg. =	-32,03 > 1.75 (verifica)

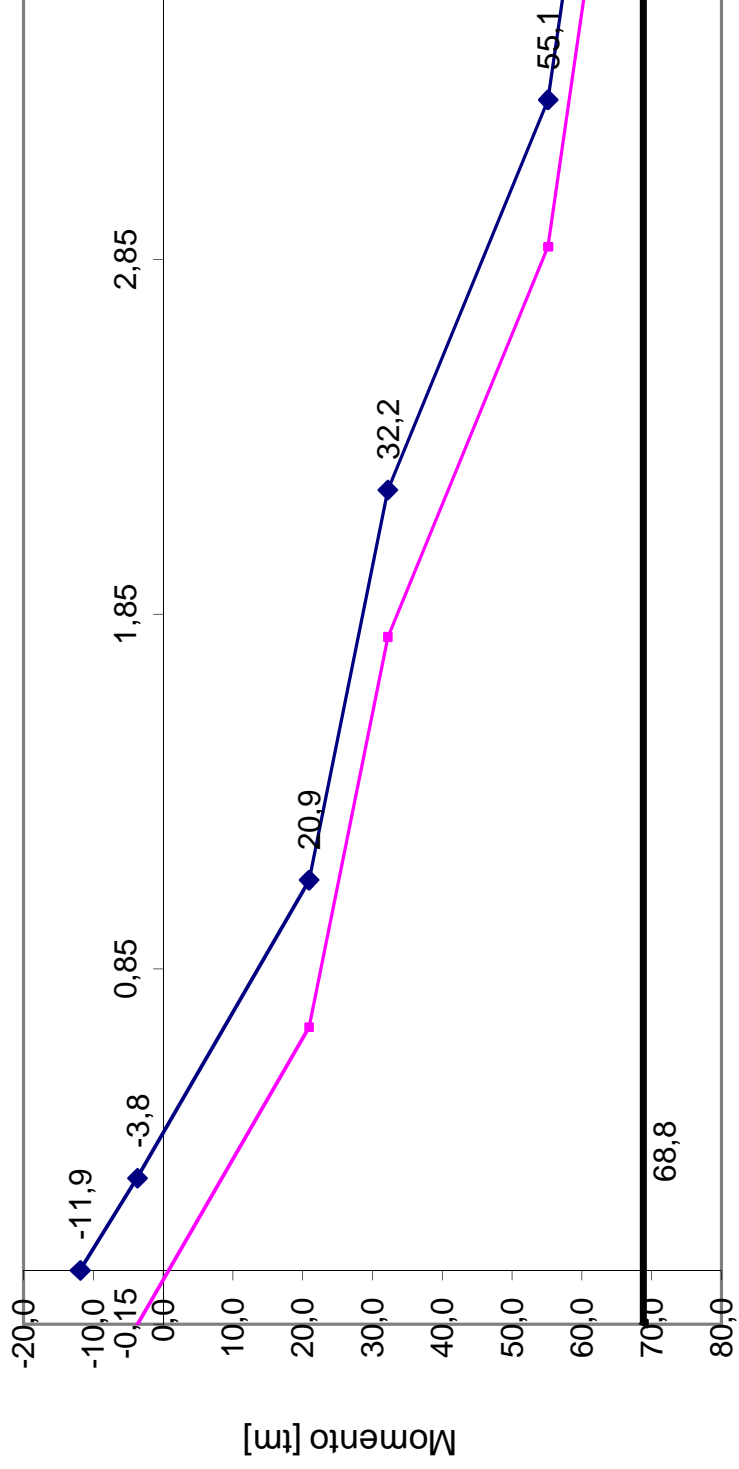
5.2. Verificación al corte (E.L.S.)

Corte solicitante máximo [t] =	13,7
Altura sección crítica, d [mm] =	550
Ancho de alma sec. crít. bw [mm] =	408
Resistencia al corte en H^o, Vc [t] =	20,5 Verifica

Paso Inferior Plaza España

Verificación Diagrama de Momento

Longitud [m]



6. Verificación de corte y cálculo de armaduras pasivas

SECCION 5

Factor de corrección Eurocódigo/Cirsoc = 1,000

Etapa inicial: Pretensado inicial + Peso propio de viga:				
Verificación de corte en servicio	Verificación de corte en rotura	Verificación de corte en interfase viga-losa	Cálculo de armaduras pasivas	
			Armadura inferior	Armadura superior
τ_{xy} [kg/cm ²] = 0,0	τ_{rot} [kg/cm ²] = 0,0	$\tau_{r\ int.}$ [kg/cm ²] = 0,0	Za_{inf} [t] = 0,00	Za_{sup} [t] = 0,00
σ_x [kg/cm ²] = 84,9	$tg\ \delta =$ 0,40	$Fe_{int.}$ [cm ² /m] = 0,00	Asp_{inf} [cm ²] = 0,00	Asp_{sup} [cm ²] = 0,00
σ_I [kg/cm ²] = 0,0	Fe_{est} [cm ² /m] = 0,00			
σ_{II} [kg/cm ²] = 84,9			Se adopta =	Se adopta =

Etapa de servicio (cargas permanentes): Pret. inicial + Pérdidas totales + P.Propio + C. Perm				
Verificación de corte en servicio	Verificación de corte en rotura	Verificación de corte en interfase viga-losa	Cálculo de armaduras pasivas	
			Armadura inferior	Armadura superior
τ_{xy} [kg/cm ²] = 0,0	τ_{rot} [kg/cm ²] = 0,0	$\tau_{r\ int.}$ [kg/cm ²] = 0,0	Za_{inf} [t] = 0,00	Za_{sup} [t] = 0,00
σ_x [kg/cm ²] = 121,9	$tg\ \delta =$ 0,40	$Fe_{int.}$ [cm ² /m] = 0,00	Asp_{inf} [cm ²] = 0,00	Asp_{sup} [cm ²] = 0,00
σ_I [kg/cm ²] = 0,0	Fe_{est} [cm ² /m] = 0,00			
σ_{II} [kg/cm ²] = 121,9				

Etapa de servicio (Máx. sob): Pret. inicial + Pérdidas totales + P.Propio + C.Perm.+ 100 % Sobrecarga de us				
Verificación de corte en servicio	Verificación de corte en rotura	Verificación de corte en interfase viga-losa	Cálculo de armaduras pasivas	
			Armadura inferior	Armadura superior
τ_{xy} [kg/cm ²] = 1,4	τ_{rot} [kg/cm ²] = 2,2	$\tau_{r\ int.}$ [kg/cm ²] = 0,7	Za_{inf} [t] = 0,00	Za_{sup} [t] = 0,00
σ_x [kg/cm ²] = 121,9	$tg\ \delta =$ 0,40	$Fe_{int.}$ [cm ² /m] = 2,03	Asp_{inf} [cm ²] = 0,00	Asp_{sup} [cm ²] = 0,00
σ_I [kg/cm ²] = 0,0	Fe_{est} [cm ² /m] = 0,87			
σ_{II} [kg/cm ²] = 122,0	Se adopta =	Se adopta = 5 ϕ 12 c/1.3m (4 ramas)	Se adopta =	Se adopta =

17,4
Verifica

SECCION 1

Factor de corrección Eurocódigo/Cirsoc = 1,000

Etapa inicial: Pretensado inicial + Peso propio de viga:				
Verificación de corte en servicio	Verificación de corte en rotura	Verificación de corte en interfase viga-losa	Cálculo de armaduras pasivas	
			Armadura inferior	Armadura superior
τ_{xy} [kg/cm ²] = 1,9	τ_{rot} [kg/cm ²] = 3,2	$\tau_{r\ int.}$ [kg/cm ²] = 0,0	Za_{inf} [t] = 0,00	Za_{sup} [t] = 0,00
σ_x [kg/cm ²] = 84,9	$tg\ \delta =$ 0,40	$Fe_{int.}$ [cm ² /m] = 0,00	Asp_{inf} [cm ²] = 0,00	Asp_{sup} [cm ²] = 0,00
σ_I [kg/cm ²] = 0,0	Fe_{est} [cm ² /m] = 1,23			
σ_{II} [kg/cm ²] = 84,9			Se adopta =	Se adopta =

Etapa de servicio (cargas permanentes): Pret. inicial + Pérdidas totales + P.Propio + C. Perm				
Verificación de corte en servicio	Verificación de corte en rotura	Verificación de corte en interfase viga-losa	Cálculo de armaduras pasivas	
			Armadura inferior	Armadura superior
τ_{xy} [kg/cm ²] = 3,8	τ_{rot} [kg/cm ²] = 6,3	$\tau_{r\ int.}$ [kg/cm ²] = 0,2	Za_{inf} [t] = 0,00	Za_{sup} [t] = 0,00
σ_x [kg/cm ²] = 121,9	$tg\ \delta =$ 0,40	$Fe_{int.}$ [cm ² /m] = 0,46	Asp_{inf} [cm ²] = 0,00	Asp_{sup} [cm ²] = 0,00
σ_I [kg/cm ²] = -0,1	Fe_{est} [cm ² /m] = 2,45			
σ_{II} [kg/cm ²] = 122,1				

Etapa de servicio (Máx. sob): Pret. inicial + Pérdidas totales + P.Propio + C.Perm.+ 100 % Sobrecarga de us				
Verificación de corte en servicio	Verificación de corte en rotura	Verificación de corte en interfase viga-losa	Cálculo de armaduras pasivas	
			Armadura inferior	Armadura superior
τ_{xy} [kg/cm ²] = 9,3	τ_{rot} [kg/cm ²] = 15,3	$\tau_{r\ int.}$ [kg/cm ²] = 3,0	Za_{inf} [t] = 0,00	Za_{sup} [t] = 0,00
σ_x [kg/cm ²] = 121,9	$tg\ \delta =$ 0,40	$Fe_{int.}$ [cm ² /m] = 8,61	Asp_{inf} [cm ²] = 0,00	Asp_{sup} [cm ²] = 0,00
σ_I [kg/cm ²] = -0,7	Fe_{est} [cm ² /m] = 5,94			
σ_{II} [kg/cm ²] = 122,6	Se adopta =	Se adopta = 5 ϕ 12 c/1,3m (4 ramas)	Se adopta =	Se adopta =

17,4
Verifica

Referencias: (+) Tensión de compresión
(-) Tensión de tracción

CALCULO DE LOSA ALVEOLAR EN ZONA PLAZA

Revisión 0

- 1. ANALISIS DE CARGA**
- 2. CALCULO DE SOLICITACIONES**
- 3. PROPIEDADES DE LA SECCION Y MATERIALES**
- 4. VERIFICACION DE TENSIONES DE SERVICIO (E.L.S.)**
- 5. VERIFICACION A ROTURA (E.L.U.)**

Mayo, 2017

HOJA DE DATOS

1. Hoja de datos del puente

Longitud entre apoyos =	8,80 [m]
Ancho de módulo de losa =	1,25 [m]
Ancho de calzada =	1,25 [m]
Ancho de vereda total =	0,00 [m]
Ancho de vereda de calculo =	0,00 [m]
Espesor carpeta de compresión =	0,15 [m]
Espesor total de losa =	0,15 [m]
Espesor medio pavimento =	0 [m]
Cantidad de losas por módulo =	1
Peso propio de losas alveolares pretensadas =	0,56 [t/m]
Altura total de losa alveolar =	0,40 [m]

Sobrecarga móvil

Aplanadora Tipo =	A-30
Cantidad de aplanadoras =	0
Rodillo delantero (Rd) =	13 [t]
Rodillo trasero (Rt) =	17 [t]
Multitud compacta en calzada =	0,000 [t/m ²]
Sobrecarga en vereda =	0,000 [t/m ²]
Coficiente de impacto =	1,306
Coef. reducción por cant. aplan. =	1,00

2. Análisis de carga

2.1. Cargas permanentes

Carpeta de compresión =	0,47 [t/m]
Viga transversal central =	0,00 [t/m]
Tapada de suelo superior =	2,25 [t/m]
Defensa, vereda y baranda peatonal =	0,00 [t/m]
Losas alveolares =	0,56 [t/m]

$$g = \underline{\underline{3,28}} \text{ [t/m]}$$

2.2. Sobrecarga móvil

Rodillo trasero (Rt) =	0,00 [t]
Rodillo delantero (Rd) =	0,00 [t]
Sobrecarga dist. en tablero (p2) =	0,00 [t/m]

2. Análisis de carga y cálculo de solicitaciones (según modelo)

1. Cargas

			Carga	
			Distrib.	
			[t/m]	
1. Peso propio de losas alveolares =			0,562	
2. Peso propio carpeta compresión =			0,469	
3. Sob. permanente por tapada =			2,250	
4. Sobrecarga móvil				
Sobrecarga en vereda =			0,00	[t/m ²]
Multitud compacta en calzada =			0,00	[t/m ²]
Aplanadora tipo =	A-30	Cant.:	0	
Coef. de Impacto =			1,31	
Coef. de reducción de aplanadoras =			1,00	
Rodillo trasero reducido (Rt) =			0,00	[t]
Rodillo delantero reducido (Rd) =			0,00	[t]
Sobrecarga distribuida en tablero =			0,00	[t/m]

2. Cálculo de solicitaciones

Longitud de cálculo de losa = 8,80 [m]

2.1. Momento Flector

Sección	Dist. [m]	M1 [tm]	M2 [tm]	M3 [tm]	M4 [tm]	M total [tm]
Apoyo	0,00	0,0	0,0	-6,3	-6,3	-12,6
1	0,26	0,6	0,5	-4,0	-4,0	-6,8
2	1,10	2,4	2,0	2,8	2,8	10,0
3	2,20	4,1	3,4	9,3	9,3	26,1
4	3,30	5,1	4,3	13,3	13,3	35,9
5	4,40	5,4	4,5	14,6	14,6	39,2

2.2. Esfuerzo de corte

Sección	Dist. [m]	V1 [t]	V2 [t]	V3 [t]	V4 [t]	V total [t]
Apoyo	0,00	2,5	2,1	9,9	9,9	24,3
1	0,26	2,3	1,9	9,3	9,3	22,9
2	1,10	1,9	1,5	7,4	7,4	18,3
3	2,20	1,2	1,0	5,0	5,0	12,2
4	3,30	0,6	0,5	2,5	2,5	6,1
5	4,40	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

2.3. Esfuerzo de pretensado

Tensión de tiro en banco = 13500 [kg/cm²]
 Pérdida acort. Elástico = 1000 [kg/cm²]
 Tensión a tiempo cero = 12500 [kg/cm²]
 Pérdida de pretensado Etapa 1 = 5,00%
 Pérdida de pretensado Etapa 2 = 10,00%

Sección	Excent. e [m]	Apret. [cm ²]	Npret [t]	Mpret [tm]	Vpret [t]
Apoyo	0,16	15,79	197,4	8,1	0,0
1	0,16	15,79	197,4	8,1	0,0
2	0,16	15,79	197,4	8,1	0,0
3	0,16	15,79	197,4	8,1	0,0
4	0,16	15,79	197,4	8,1	0,0
5	0,16	15,79	197,4	8,1	0,0

Referencias:

V1, M1: Peso Propio de la losa alveolar
 V2, M2: Carga permanente de la carpeta de compresión
 V3, M3: Sobrecarga permanente
 V4, M4: Sobrecarga de uso

2.3 Modelo Numérico del Tablero

Geometría del modelo numérico

Se realizó un modelo numérico de Elementos Finitos de la sección de tunel

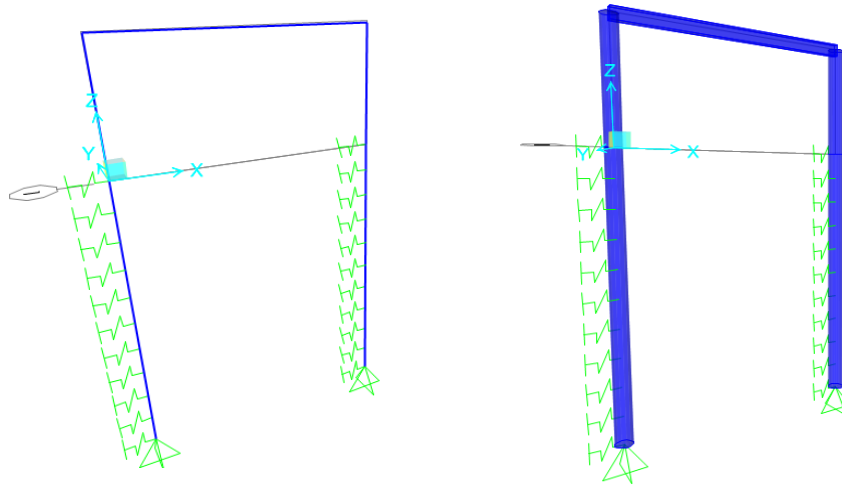


Figura 1: Modelo Geometrico de la seccion

Resultados del modelo

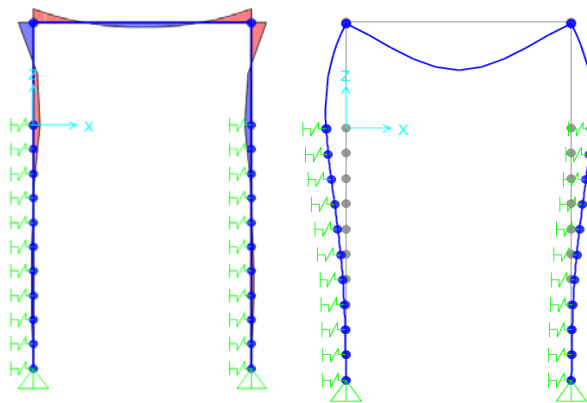


Figura 2: Diagrama de Máx. Momento Flector para Comb.2

3. Características geométricas y mecánicas de la sección - Materiales

SECCION DE HORMIGON		SECCION A° PRETENSADO		SECCION ACERO PASIVO	
H [m] =	0,40	Fsp [cm2] =	15,79	Fs [cm2] =	Inferior 0,00 Superior 0,00
bw i [m] =	0,408	esp [cm] =	16	es [cm] =	3,5 3,5
bw s [m] =	0,408				
h L [m] =	0,15	Fsp [m2] =	0,0016	Fs [m2] =	0,0000 0,0000
L [m] =	1,20	esp [m] =	0,16	es [m] =	0,04 0,04
bi1 [m] =	1,20				
bi2 [m] =	1,20				
bs2 [m] =	1,20				
bs1 [m] =	1,20				
hi1 [m] =	0,04				
hi2 [m] =	0,00				
hs2 [m] =	0,00				
hs1 [m] =	0,04				
hw [m] =	0,32				
h3' [m] =	0,16				
h3'' [m] =	0,05				
h4'' [m] =	0,00				

Propiedades mecánicas de la sección

Propiedad	SECCION SIMPLE	SECCION SIMPLE HOMOGENEA	SECCION COMPUESTA	SECCION COMP. HOMOGENEA
Area [m2] =	0,22482	0,23257	0,37457	0,38232
Xg [m] =	0,20000	0,19858	0,30994	0,30685
Ig [m4] =	0,00419	0,00420	0,01127	0,01145
h inf v [m] =	0,20000	0,19858	0,30994	0,30685
h sp [m] =	0,04250	0,04108	0,15244	0,14935
h sup v [m] =	0,20000	0,20142	0,09006	0,09315
h sup l [m] =			0,24006	0,24315
W inf v [m3] =	0,02096	0,02117	0,03636	0,03730
W sp [m3] =	0,09862	0,10235	0,07393	0,07664
W sup v [m3] =	0,02096	0,02088	0,12514	0,12288
W sup l [m3] =			0,04694	0,04707
S1 [m3] =		0,01388		
S2 [m3] =				0,02922
S3 [m3] =				0,02518
z [m] =		0,316		0,425

Materiales

Resistencia del H° de viga pretensada	σ'_{bk} [kg/cm2] =	300 H-30
Resistencia del H° carpeta de compresión	σ'_{bk} [kg/cm2] =	210 H-21
Resistencia del A° Pretensado	β'_z [kg/cm2] =	19000
Límite de fluencia del A° Pret.	β'_s [kg/cm2] =	17000
Límite de fluencia del A° ADN-420	β'_{bk} [kg/cm2] =	4200
Módulo de elasticidad de la losa pretensada	Ev [t/m2] =	3300000
Módulo de elasticidad de la carpeta de compresión	EI [t/m2] =	2750000
Relación de módulos	Ev/EI =	1,20
Módulo de elasticidad del acero de pretensado	Es [t/m2] =	19500000
Relación de módulos	Es/Eh =	5,91
Módulo de elasticidad del acero ADN-420	Ea [t/m2] =	21000000
Relación de módulos	Ea/Ev =	6,36
Tensión tangencial bajo carga de rotura	τ_{rot} [kg/cm2] =	20 R50, Cirsoc201
	$\Delta\tau$ [kg/cm2] =	12 60 % R50

4. Verificación de tensiones de servicio

SECCION 5

Tensiones Losa Pretensada	Estados de carga										
	Pretensado inicial (t=0) S.S. (1-a)	Pretensado inicial (t=0) S.C. (1-b)	P. Propio Losa S.S. (2-a)	P. Propio Losa S.C. (2-b)	C.Perm. Losa S.S. (3-a)	C.Perm. Losa S.C. (3-b)	Pretensado 2da.Etapa S.C. (4)	Sob.Perm. tablero S.C. (5)	Pérdida V.C. Pret. t=inf 10,00% (6)	Sobrecarga movil S.C. (7)	Acciones de Coacción S.C. (8)
	Tensión sup. losa		28,7		9,6		8,0	0,0	25,9	0,92	25,9
Tensión inf. losa		37,5		3,7		3,1	0,0	9,9	-2,30	9,9	
Tensión sup. losa alv.	46,0	45,0	26,1	4,4	21,7	3,7	0,0	11,9	-2,76	11,9	
Tensión fibra A° Pret.	92,8	62,2	-5,3	-7,1	-4,4	-5,9	0,0	-19,1	-9,01	-19,1	
Tensión inf. losa alv.	123,2	73,4	-25,7	-14,6	-21,4	-12,2	0,0	-39,2	-13,07	-39,2	

Etapa inicial: Pretensado inicial + Peso propio de losa											Tensiones resultantes [kg/cm2]	
Pérdida Pret. V.S. = 0,00%												
Coef. aplicación											1,00	
Tensión sup. losa alv.	46,0	0,0	26,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	72,1
Tensión fibra A° Pret.	92,8	0,0	-5,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	87,5
Tensión inf. losa alv.	123,2	0,0	-25,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	97,5

H-30
Control
Tensiones
[kg/cm2]
> -22
< 160

Etapa de servicio (Cargas permanentes): Pretensado inicial + Pérdidas + P. Propio + C. Perm.											Tensiones resultantes [kg/cm2]	
Pérdida Pret. V.S. = 5,00%												
Pérdida Pret. V.C. = 10,00%												
Coef. aplicación											0,95	
Tensión sup. losa	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	25,9	0,9	0,0	0,0	26,8
Tensión inf. losa	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	9,9	-2,3	0,0	0,0	7,6
Tensión sup. losa alv.	43,7	0,0	26,1	0,0	21,7	0,0	0,0	11,9	-2,8	0,0	0,0	100,7
Tensión fibra A° Pret.	88,2	0,0	-5,3	0,0	-4,4	0,0	0,0	-19,1	-9,0	0,0	0,0	50,3
Tensión inf. losa alv.	117,0	0,0	-25,7	0,0	-21,4	0,0	0,0	-39,2	-13,1	0,0	0,0	17,7

< 100
< 130
> -35

Etapa de servicio (Máx. sob.): Pret. inicial + Pérdidas + P. Propio + C. Perm. + 100 % Sobrecarga de uso											Tensiones resultantes [kg/cm2]	
Pérdida Pret. V.S. = 5,00%												
Pérdida Pret. V.C. = 10,00%												
Coef. aplicación											0,95	
Tensión sup. losa	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	25,9	0,9	25,9	0,0	52,7
Tensión inf. losa	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	9,9	-2,3	9,9	0,0	17,5
Tensión sup. losa alv.	43,7	0,0	26,1	0,0	21,7	0,0	0,0	11,9	-2,8	11,9	0,0	112,5
Tensión fibra A° Pret.	88,2	0,0	-5,3	0,0	-4,4	0,0	0,0	-19,1	-9,0	-19,1	0,0	31,3
Tensión inf. losa alv.	117,0	0,0	-25,7	0,0	-21,4	0,0	0,0	-39,2	-13,1	-39,2	0,0	-21,5

< 100
< 130
> -35

SECCION 1

Tensiones Viga Pretensada	Estados de carga										
	Pretensado inicial (t=0) S.S. (1-a)	Pretensado inicial (t=0) S.C. (1-b)	P. Propio Losa S.S. (2-a)	P. Propio Losa S.C. (2-b)	C.Perm. Losa S.S. (3-a)	C.Perm. Losa S.C. (3-b)	Pretensado 2da.Etapa S.C. (4)	Sob.Perm. tablero S.C. (5)	Pérdida V.C. Pret. t=inf 10,00% (6)	Sobrecarga movil S.C. (7)	Acciones de Coacción S.C. (8)
	Tensión sup. losa		28,7		1,1		0,9	0,0	-7,0	0,92	-7,0
Tensión inf. losa		37,5		0,4		0,4	0,0	-2,7	-2,30	-2,7	
Tensión sup. losa alv.	46,0	45,0	3,0	0,5	2,5	0,4	0,0	-3,2	-2,76	-3,2	
Tensión fibra A° Pret.	92,8	62,2	-0,6	-0,8	-0,5	-0,7	0,0	5,2	-9,01	5,2	
Tensión inf. losa alv.	123,2	73,4	-2,9	-1,7	-2,5	-1,4	0,0	10,6	-13,07	10,6	

Etapa inicial: Pretensado inicial + Peso propio de viga											Tensiones resultantes [kg/cm2]	
Pérdida Pret. V.S. = 0,00%												
Coef. aplicación											1,00	
Tensión sup. losa alv.	46,0	0,0	3,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	49,0
Tensión fibra A° Pret.	92,8	0,0	-0,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	92,2
Tensión inf. losa alv.	123,2	0,0	-2,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	120,2

H-30
Control
Tensiones
[kg/cm2]
> -22
< 160

Etapa de servicio (Cargas permanentes): Pretensado inicial + Pérdidas + P. Propio + C. Perm.											Tensiones resultantes [kg/cm2]	
Pérdida Pret. V.S. = 5,00%												
Pérdida Pret. V.C. = 10,00%												
Coef. aplicación											0,95	
Tensión sup. losa	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-7,0	0,9	0,0	0,0	-6,1
Tensión inf. losa	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-2,7	-2,3	0,0	0,0	-5,0
Tensión sup. losa alv.	43,7	0,0	3,0	0,0	2,5	0,0	0,0	-3,2	-2,8	0,0	0,0	43,2
Tensión fibra A° Pret.	88,2	0,0	-0,6	0,0	-0,5	0,0	0,0	5,2	-9,0	0,0	0,0	83,2
Tensión inf. losa alv.	117,0	0,0	-2,9	0,0	-2,5	0,0	0,0	10,6	-13,1	0,0	0,0	109,2

< 100
> -35
< 130

Etapa de servicio (Máx. sob.): Pret. inicial + Pérdidas + P. Propio + C. Perm. + 100 % Sobrecarga de uso											Tensiones resultantes [kg/cm2]	
Pérdida Pret. V.S. = 5,00%												
Pérdida Pret. V.C. = 10,00%												
Coef. aplicación											0,95	
Tensión sup. losa	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-7,0	0,9	-7,0	0,0	-13,1
Tensión inf. losa	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-2,7	-2,3	-2,7	0,0	-7,7
Tensión sup. losa alv.	43,7	0,0	3,0	0,0	2,5	0,0	0,0	-3,2	-2,8	-3,2	0,0	40,0
Tensión fibra A° Pret.	88,2	0,0	-0,6	0,0	-0,5	0,0	0,0	5,2	-9,0	5,2	0,0	88,4
Tensión inf. losa alv.	117,0	0,0	-2,9	0,0	-2,5	0,0	0,0	10,6	-13,1	10,6	0,0	119,8

< 100
> -35
< 130

Referencias: (+) Tensión de compresión
(-) Tensión de tracción

5.1. Verificación de la losa a rotura (E.L.U.)

SECCION 5

Pret. En banco	6 ϕ 1/2" =	6 x	0,987cm ² x	17,0 t/m ² =	0,12 =	0,0 tm
Pret. En banco	10 ϕ 1/2" =	10 x	0,987cm ² x	17,0 t/m ² =	0,41 =	68,8 tm
					Mult resp. =	68,8 tm
					M sol =	39,2 tm
					Coef. Seg. =	1,75 > 1.75 (verifica)

SECCION 4

Pret. En banco	6 ϕ 1/2" =	6 x	0,987cm ² x	17,0 t/m ² =	0,12 =	0,0 tm
Pret. En banco	10 ϕ 1/2" =	10 x	0,987cm ² x	17,0 t/m ² =	0,41 =	68,8 tm
					Mult resp. =	68,8 tm
					M sol =	35,9 tm
					Coef. Seg. =	1,92 > 1.75 (verifica)

SECCION 3

Pret. En banco	6 ϕ 1/2" =	6 x	0,987cm ² x	17,0 t/m ² =	0,12 =	0,0 tm
Pret. En banco	10 ϕ 1/2" =	10 x	0,987cm ² x	17,0 t/m ² =	0,41 =	68,8 tm
					Mult resp. =	68,8 tm
					M sol =	26,1 tm
					Coef. Seg. =	2,63 > 1.75 (verifica)

SECCION 2

Pret. En banco	6 ϕ 1/2" =	6 x	0,987cm ² x	17,0 t/m ² =	0,12 =	0,0 tm
Pret. En banco	10 ϕ 1/2" =	10 x	0,987cm ² x	17,0 t/m ² =	0,41 =	68,8 tm
					Mult resp. =	68,8 tm
					M sol =	10,0 tm
					Coef. Seg. =	6,89 > 1.75 (verifica)

SECCION 1

Pret. En banco	6 ϕ 1/2" =	6 x	0,987cm ² x	17,0 t/m ² =	0,12 =	0,0 tm
Pret. En banco	10 ϕ 1/2" =	10 x	0,987cm ² x	17,0 t/m ² =	0,41 =	68,8 tm
					Mult resp. =	68,8 tm
					M sol =	-6,8 tm
					Coef. Seg. =	-10,16 > 1.75 (verifica)

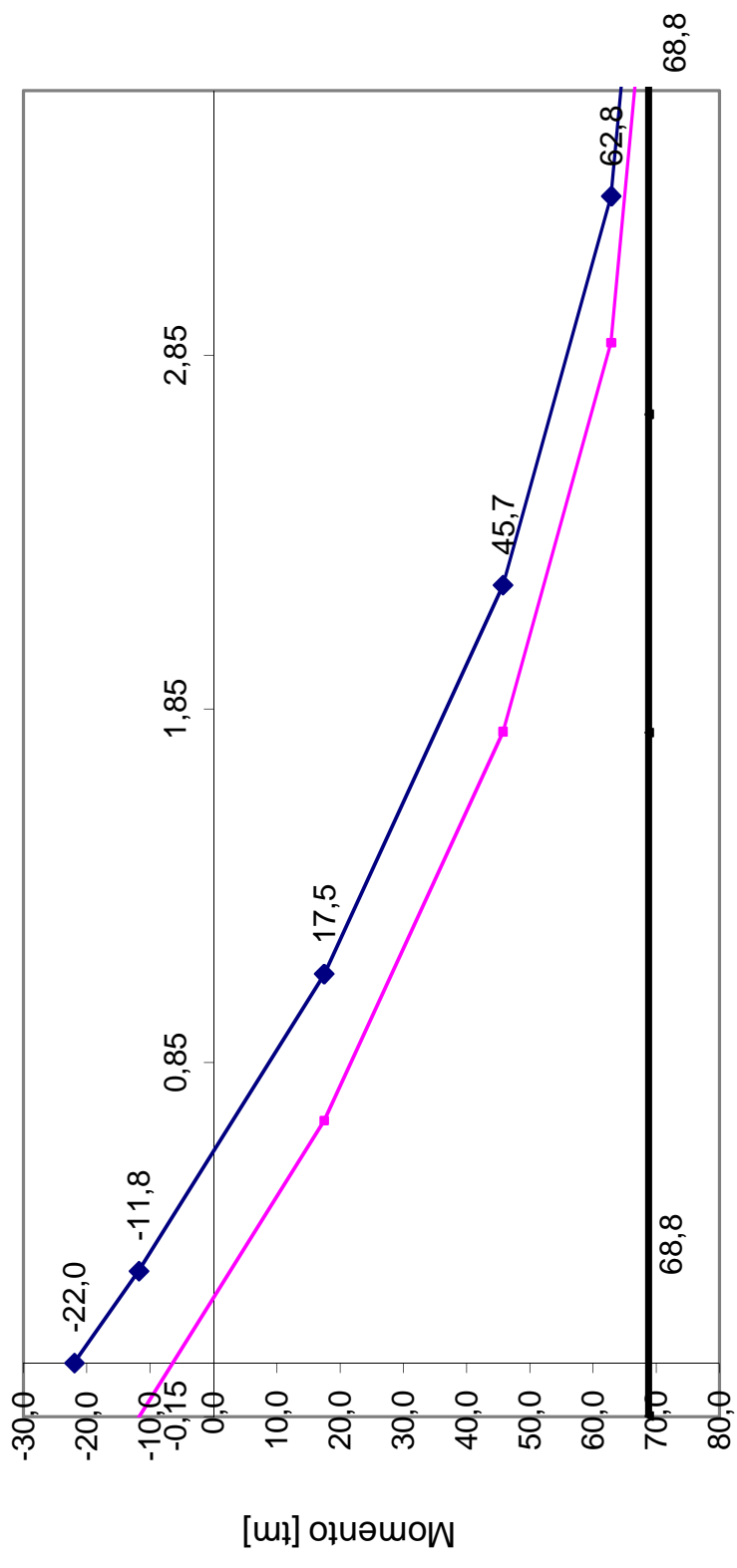
5.2. Verificación al corte (E.L.S.)

Corte solicitante máximo [t] =	22,9
Altura sección crítica, d [mm] =	550
Ancho de alma sec. crít. bw [mm] =	408
Resistencia al corte en Hº, Vc [t] =	20,5 NO VERIFICA

Paso Inferior Plaza España

Verificación Diagrama de Momento

Longitud [m]



6. Verificación de corte y cálculo de armaduras pasivas

SECCION 5

Factor de corrección Eurocódigo/Cirsoc = 1,000

Etapa inicial: Pretensado inicial + Peso propio de viga:				
Verificación de corte en servicio	Verificación de corte en rotura	Verificación de corte en interfase viga-losa	Cálculo de armaduras pasivas	
			Armadura inferior	Armadura superior
τ_{xy} [kg/cm ²] = 0,0	τ_{rot} [kg/cm ²] = 0,0	$\tau_{r\ int.}$ [kg/cm ²] = 0,0	Za_{inf} [t] = 0,00	Za_{sup} [t] = 0,00
σ_x [kg/cm ²] = 84,9	$tg\ \delta$ = 0,40	$Fe_{int.}$ [cm ² /m] = 0,00	Asp_{inf} [cm ²] = 0,00	Asp_{sup} [cm ²] = 0,00
σ_I [kg/cm ²] = 0,0	Fe_{est} [cm ² /m] = 0,00			
σ_{II} [kg/cm ²] = 84,9			Se adopta =	Se adopta =

Etapa de servicio (cargas permanentes): Pret. inicial + Pérdidas totales + P.Propio + C. Perm				
Verificación de corte en servicio	Verificación de corte en rotura	Verificación de corte en interfase viga-losa	Cálculo de armaduras pasivas	
			Armadura inferior	Armadura superior
τ_{xy} [kg/cm ²] = 0,0	τ_{rot} [kg/cm ²] = 0,0	$\tau_{r\ int.}$ [kg/cm ²] = 0,0	Za_{inf} [t] = 0,00	Za_{sup} [t] = 0,00
σ_x [kg/cm ²] = 121,9	$tg\ \delta$ = 0,40	$Fe_{int.}$ [cm ² /m] = 0,00	Asp_{inf} [cm ²] = 0,00	Asp_{sup} [cm ²] = 0,00
σ_I [kg/cm ²] = 0,0	Fe_{est} [cm ² /m] = 0,00			
σ_{II} [kg/cm ²] = 121,9				

Etapa de servicio (Máx. sob): Pret. inicial + Pérdidas totales + P.Propio + C.Perm.+ 100 % Sobrecarga de us				
Verificación de corte en servicio	Verificación de corte en rotura	Verificación de corte en interfase viga-losa	Cálculo de armaduras pasivas	
			Armadura inferior	Armadura superior
τ_{xy} [kg/cm ²] = 0,0	τ_{rot} [kg/cm ²] = 0,0	$\tau_{r\ int.}$ [kg/cm ²] = 0,0	Za_{inf} [t] = 3,11	Za_{sup} [t] = 0,00
σ_x [kg/cm ²] = 121,9	$tg\ \delta$ = 0,40	$Fe_{int.}$ [cm ² /m] = 0,00	Asp_{inf} [cm ²] = 1,29	Asp_{sup} [cm ²] = 0,00
σ_I [kg/cm ²] = 0,0	Fe_{est} [cm ² /m] = 0,00			
σ_{II} [kg/cm ²] = 121,9	Se adopta =	Se adopta = 5 ϕ 12 c/1.3m (4 ramas)	Se adopta =	Se adopta =

17,4
Verifica

SECCION 1

Factor de corrección Eurocódigo/Cirsoc = 1,000

Etapa inicial: Pretensado inicial + Peso propio de viga:				
Verificación de corte en servicio	Verificación de corte en rotura	Verificación de corte en interfase viga-losa	Cálculo de armaduras pasivas	
			Armadura inferior	Armadura superior
τ_{xy} [kg/cm ²] = 1,9	τ_{rot} [kg/cm ²] = 3,2	$\tau_{r\ int.}$ [kg/cm ²] = 0,0	Za_{inf} [t] = 0,00	Za_{sup} [t] = 0,00
σ_x [kg/cm ²] = 84,9	$tg\ \delta$ = 0,40	$Fe_{int.}$ [cm ² /m] = 0,00	Asp_{inf} [cm ²] = 0,00	Asp_{sup} [cm ²] = 0,00
σ_I [kg/cm ²] = 0,0	Fe_{est} [cm ² /m] = 1,23			
σ_{II} [kg/cm ²] = 84,9			Se adopta =	Se adopta =

Etapa de servicio (cargas permanentes): Pret. inicial + Pérdidas totales + P.Propio + C. Perm				
Verificación de corte en servicio	Verificación de corte en rotura	Verificación de corte en interfase viga-losa	Cálculo de armaduras pasivas	
			Armadura inferior	Armadura superior
τ_{xy} [kg/cm ²] = 9,3	τ_{rot} [kg/cm ²] = 15,2	$\tau_{r\ int.}$ [kg/cm ²] = 3,0	Za_{inf} [t] = 0,00	Za_{sup} [t] = 0,00
σ_x [kg/cm ²] = 121,9	$tg\ \delta$ = 0,40	$Fe_{int.}$ [cm ² /m] = 8,54	Asp_{inf} [cm ²] = 0,00	Asp_{sup} [cm ²] = 0,00
σ_I [kg/cm ²] = -0,7	Fe_{est} [cm ² /m] = 5,91			
σ_{II} [kg/cm ²] = 122,6				

Etapa de servicio (Máx. sob): Pret. inicial + Pérdidas totales + P.Propio + C.Perm.+ 100 % Sobrecarga de us				
Verificación de corte en servicio	Verificación de corte en rotura	Verificación de corte en interfase viga-losa	Cálculo de armaduras pasivas	
			Armadura inferior	Armadura superior
τ_{xy} [kg/cm ²] = 15,1	τ_{rot} [kg/cm ²] = 24,6	$\tau_{r\ int.}$ [kg/cm ²] = 6,0	Za_{inf} [t] = 0,00	Za_{sup} [t] = 0,00
σ_x [kg/cm ²] = 121,9	$tg\ \delta$ = 0,51	$Fe_{int.}$ [cm ² /m] = 17,08	Asp_{inf} [cm ²] = 0,00	Asp_{sup} [cm ²] = 0,00
σ_I [kg/cm ²] = -1,8	Fe_{est} [cm ² /m] = 12,24			
σ_{II} [kg/cm ²] = 123,8	Se adopta =	Se adopta = 5 ϕ 12 c/1.3m (4 ramas)	Se adopta =	Se adopta =

17,4
Verifica

Referencias: (+) Tensión de compresión
(-) Tensión de tracción