

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA
Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales



PRACTICA PROFESIONAL SUPERVISADA

INFORME DEL TRABAJO FINAL

CANAL DE EGRESO – ACUEDUCTO LOS MOLINOS CORDOBA

Autor: Calderón, Carlos Martín 38.091.872

Tutor interno: MSc. Ing. Carlos Gerbaudo

Supervisor externo: Ing. Juan Carlos Traversaro

Fecha de entrega:

AGRADECIMIENTOS

En especial a mis padres, Victor Hugo Calderón y Adriana del Valle Bonfiglioli, sin los cuales no estaría escribiendo este informe. Por tallarme desde niño, inculcando los valores que hoy más aprecio. Por su confianza, por su apoyo continuo, y por su contención anímica durante esta etapa de mi vida.

A mis hermanos, Andrés Horacio Calderón y Diego Alejandro Calderón, personas fundamentales en mi formación como persona.

A mi abuela, Adela Rivas, por su cariño.

A Juan Gabriel Sialle y María Belén Irazusta, eximios compañeros académicos con los que hemos conformado un excelente grupo de trabajo, pero además grandes amigos fuera de la casa de estudios.

A la consultora MyT en su conjunto, pero en especial a Juan Carlos Traversaro y Agustín Aguirrebengoa, por el tiempo, paciencia, y dedicación que me han brindado en el paso por su Institución.

A Carlos Gerbaudo, por dirigir mi trabajo final.

RESUMEN

El corriente informe técnico explica las tareas realizadas por el autor en la consultora de proyectos de ingeniería MyT en el marco de una pasantía no rentada. Esta tarea resulta condición necesaria para adquirir el título de grado en la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales.

La consultora MyT designa a Juan Carlos Traversaro para supervisar las tareas realizadas por el alumno, mientras que la Facultad designa a Carlos Gerbaudo para dirigir el informe final del alumno.

Las actividades fueron desarrolladas en la obra "*Acueducto Los Molinos-Córdoba*", en particular en la estructura que vincula el puente canal con el canal tolva que transporta el agua a la Ciudad de Córdoba.

El primer capítulo trata la introducción, en la cual se presenta la obra, su importancia, y cuáles son las tareas a realizar por el alumno.

El segundo capítulo explica la forma en que fue definida la geometría. Esto es, la geometría propia del canal de egreso y de una obra complementaria que consiste de un muro de contención.

El tercer capítulo define las cargas a considerar para determinar los esfuerzos en las diferentes piezas estructurales.

El cuarto capítulo trata sobre la variación de la presión del agua inducida por un sismo. Si bien este tópico podría incluirse en el capítulo anterior se lo trata independientemente por la importancia que tiene.

El quinto capítulo describe las combinaciones de carga a utilizar, la modelación de las estructuras en un software de cálculo estructural, y la determinación de los esfuerzos en los diferentes miembros resistentes.

El sexto capítulo consta de una explicación teórica sobre el cálculo del acero requerido en el material hormigón armado. Luego se muestran las armaduras utilizadas en los diferentes miembros estructurales diseñados en el informe.

El séptimo capítulo contiene las conclusiones del trabajo.

Finalmente se tiene la bibliografía utilizada para la confección del trabajo, y se presentan dos anexos con la memoria de cálculo y los planos realizados por el alumno durante el desarrollo de las actividades.

INDICE

1. INTRODUCCION

1.1. GENERALIDADES	1-1
1.2. DESCRIPCION DE TAREAS,	1-1
1.2.1. Descripción de la obra,	1-1
1.2.2. Tareas a realizar por el autor,	1-3
1.3 ESTRUCTURA DEL INFORME,	1-4

2. DEFINICION DE LA GEOMETRIA

2.1. GENERALIDADES	2-1
2.2. DEFINICION DE LA GEOMETRIA,	2-1
2.2.1 Geometría del canal,	2-1
2.2.2. Geometría del muro de contención,	2-4
2.2.3 Geometría de la compuerta	2-7

3. DETERMINACION DE LAS ACCIONES

3.1. GENERALIDADES	3-1
3.2. DETERMINACION DE ACCIONES,	3-1
3.2.1. Acciones sobre el canal,	3-1
3.2.2. Acciones sobre el muro de contención,	3-8
3.2.3. Acciones sobre la compuerta	30

4. DETERMINACION DE LAS PRESIONES HIDRODINAMICAS

4.1. MARCO TEORICO,	4-1
4.1.1 Efectos de la forma del vaso,	4-2
4.1.2 Efectos de la rugosidad del vaso,	4-2
4.1.3 Efectos de la forma de la pantalla,	4-2
4.1.4 Efectos de la flexibilidad de la pantalla,	4-3
4.1.5 Hipótesis de vaso semifinito	4-3
4.2. DETERMINACION DE LA PRESION HIDRODINAMICA EN EL CANAL	4-5

5. DETERMINACION DE LAS SOLICITACIONES

5.1. GENERALIDADES	5-1
5.2. DETERMINACION DE LAS SOLICITACIONES,	5-1
5.2.1 Modelización del canal,	5-1
5.2.2 Modelización del muro de contención,	5-10

6. DETERMINACION DE ARMADURAS

6.1. MARCO TEORICO,	6-1
6.1.1. El hormigón armado,	6-1
6.2. DISPOSICIONES REGLAMENTARIAS,	6-2

6.3. CALCULO DE ARMADURAS NECESARIAS,	6-4
<i>6.3.1. Longitud de anclaje,</i>	6-4
<i>6.3.2. Armadura mínima,</i>	6-6
<i>6.3.3. Sección de armadura necesaria,</i>	6-6
<i>6.3.4. Armadura del tramo k,</i>	6-9

7. CONCLUSIONES

8. BIBLIOGRAFIA

INDICE DE FIGURAS

1. INTRODUCCION

<i>Figura 1.1: Puente canal sobre río Anizacate</i>	1-2
<i>Figura 1.2: Canal a diseñar</i>	1-2
<i>Figura 1.3: Trabajo a realizar</i>	1-3

2. DEFINICION DE LA GEOMETRIA

<i>Figura 2.1: Geometría inicial de la sección transversal,</i>	2-1
<i>Figura 2.2: Sección transversal del puente canal,</i>	2-2
<i>Figura 2.3: Geometría de la sección transversal en la transición,</i>	2-3
<i>Figura 2.4: Sección transversal de la transición canal rectangular- canal tolva,</i>	2-3
<i>Figura 2.5: Planta de la transición entre canal rectangular y canal tolva,</i>	2-4
<i>Figura 2.6: Esquema de funcionamiento de la junta de dilatación,</i>	2-5
<i>Figura 2.7: Planta de la obra complementaria,</i>	2-5
<i>Figura 2.8: Vista lateral de la obra complementaria (A-A),</i>	2-6
<i>Figura 2.9: Corte transversal de la obra complementaria (B-B),</i>	2-6
<i>Figura 2.10: Vista isométrica de la compuerta,</i>	2-8
<i>Figura 2.11: Vista lateral de la estructura de la compuerta,</i>	2-9

3. DETERMINACION DE LAS ACCIONES

<i>Figura 3.1: Presión hidrostática</i>	3-1
<i>Figura 3.2: Ilustración de la situación a resolver,</i>	3-2
<i>Figura 3.3: Empuje externo sobre el tabique derecho,</i>	3-3
<i>Figura 3.4: Esquema de modelización del canal</i>	3-5
<i>Figura 3.5: Distintos casos de masa en la determinación de las acciones sísmicas</i>	3-7
<i>Figura 3.6: Esquema de carga del peso propio</i>	3-8
<i>Figura 3.7: Esquema de carga de los fluidos sobre el muro de contención</i>	3-9
<i>Figura 3.8: Area de influencia y distrubción de presiones sobre la compuerta</i>	3-11

4. DETERMINACION DE LAS PRESIONES HIDRODINAMICAS

<i>Figura 4.1: Idealización del problema a resolver,</i>	4-1
<i>Figura 4.2: Análisis de la velocidad y presión en un ancho diferencial</i>	4-4
<i>Figura 4.3: Representación de las presiones convectivas en un canal,</i>	4-4
<i>Figura 4.4: Distribución de presiones hidrodinámicas durante el sismo utilizada,</i>	4-5

5. DETERMINACION DE LAS SOLICITACIONES

<i>Figura 5.1: Tramo de canal modelado,</i>	5-2
---	-----

<i>Figura 5.2: Esquema de apoyos en los extremos del canal,</i>	5-3
<i>Figura 5.3: Representación de la fundación del canal,</i>	5-4
<i>Figura 5.4: Sección transversal y perspectiva del modelo de canal,</i>	5-5
<i>Figura 5.5: Momentos flectores en el canal para la primer combinación de carga,</i>	5-7
<i>Figura 5.6: Secciones del canal en las cuales se grafican los esfuerzos</i>	5-8
<i>Figura 5.7: Momentos flectores combinación uno en las secciones de estudio,</i>	5-8
<i>Figura 5.8: Diagrama envolvente de momentos flectores,</i>	5-9
<i>Figura 5.9: Gráfico de tensiones de fundación para la combinación uno,</i>	5-10
<i>Figura 5.10: Esquema de apoyos en el muro de contención,</i>	5-11
<i>Figura 5.11: Modelo del muro de contención como emparrillado plano,</i>	5-13
<i>Figura 5.12: Modelo del muro de contención con elementos tipo placa,</i>	5-14
<i>Figura 5.13: Diagramas de momento flector en pilotes,</i>	5-16
<i>Figura 5.14: Momentos flectores en miembros horizontales del emparrillado plano,</i>	5-17
<i>Figura 5.15: Momentos flectores en miembros verticales del emparrillado plano</i>	5-17
<i>Figura 5.16: Deformada e indeformada de la estructura,</i>	5-18
<i>Figura 5.17: Momentos flectores en placas análogos a los vistos en miembros verticales,</i>	5-19

6. DETERMINACION DE LAS ARMADURAS

<i>Figura 6.1: Longitud de anclaje</i>	6-4
<i>Figura 6.2: Fenómeno de decalaje</i>	6-5
<i>Figura 6.3: Solicitación y armadura requerida en diferentes secciones del canal</i>	6-7
<i>Figura 6.4: Armadura del canal</i>	6-8
<i>Figura 6.5: Armaduras del muro de contención</i>	6-10

7. CONCLUSIONES

8. BIBLIOGRAFIA

INDICE DE TABLAS

1. INTRODUCCION,

2. DEFINICION DE LA GEOMETRIA

3. DETERMINACION DE LAS ACCIONES

Tabla 3.1: Tabla del CIRSOC 103 para la determinación de la pseudoaceleración 3-5

4. DETERMINACION DE LAS PRESIONES HIDRODINAMICAS

5. DETERMINACION DE LAS SOLICITACIONES

Tabla 5.1: Datos característicos del hormigón utilizado en el modelo 5-5

Tabla 5.2: Resultados del análisis dinámico, 5-6

Tabla 5.3: Resumen de solicitaciones en la estructura (emparrillado plano), 5-18

Tabla 5.4: Resumen de solicitaciones en la estructura (elementos placa), 5-19

Tabla 5.5: Comparación de solicitaciones entre modelos, 5-20

Tabla 5.6: Variación porcentual de las solicitaciones, 5-20

6. DETERMINACION DE LAS ARMADURAS

Tabla 6.1: Valores de cálculo según CIRSOC 201-82 6-3

Tabla 6.2: Longitud de anclaje requerida para distintos diámetros de barra 6-5

7. CONCLUSIONES

8. BIBLIOGRAFIA

1. INTRODUCCION

1.1 GENERALIDADES

En el presente informe se detallan las tareas realizadas por el alumno Carlos Martín Calderón, alumno de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba. La realización de trabajos concernientes al campo de aplicación de la ingeniería civil es requisito necesario para que los alumnos de la institución adquieran el título de grado. En este marco, la institución designa como supervisor de las tareas al Ing. Carlos Gerbaudo, y como tribunal de evaluación del trabajo al Ing. Guillermo Gerbaudo y al Ing. Diego Hunicken.

Las tareas previamente mencionadas fueron desarrolladas en una empresa consultora de proyectos de ingeniería, denominada MyT S.R.L. Además, estas fueron realizadas bajo la supervisión de un profesional de la empresa, en este caso, el Ing. Juan Carlos Traversaro, a partir de ahora denominado tutor externo.

1.2 DESCRIPCION DE LAS TAREAS

1.2.1 Descripción de la obra

La Ciudad de Córdoba fue abastecida de agua esencialmente por el Dique San Roque durante un largo período de tiempo. Con el aumento de la población esta provisión resultó insuficiente, y por tanto se decidió transportar agua del Dique Los Molinos. De este modo, la parte norte de la Ciudad de Córdoba es abastecida por el Dique San Roque, y la parte sur por el Dique Los Molinos.

Dicho embalse se ubica al sur-oeste de la Ciudad de Córdoba, y para lograr trasladar agua resulta necesario sortear el Río Anisacate. Esto se logró inicialmente con el uso de dos sifones invertidos, pero durante una crecida reciente del río los sifones estaban vacíos, y por efecto del empuje del agua uno de estos subió a la superficie. Actualmente uno de los sifones se encuentra operativo, aunque con grandes pérdidas, pero no puede ser reparado porque en tal caso la parte sur de la Ciudad de Córdoba quedaría sin suministro de agua.

Para solucionar este problema, se ha decidido la construcción de un puente canal (*figura 1.1*), el cual actualmente se encuentra en ejecución. Este puente es del tipo lanzado, conformado por dovelas que se vinculan entre sí por efecto de un postensado. Así resulta es una gran viga continua de más de mil metros.



Figura 1.1: puente canal sobre el Río Anisacate

Una vez cruzado el río se debe conducir el caudal, desde el puente canal hacia el canal con sección de tolva existente que se dirige a la Ciudad de Córdoba. Esto se realizará

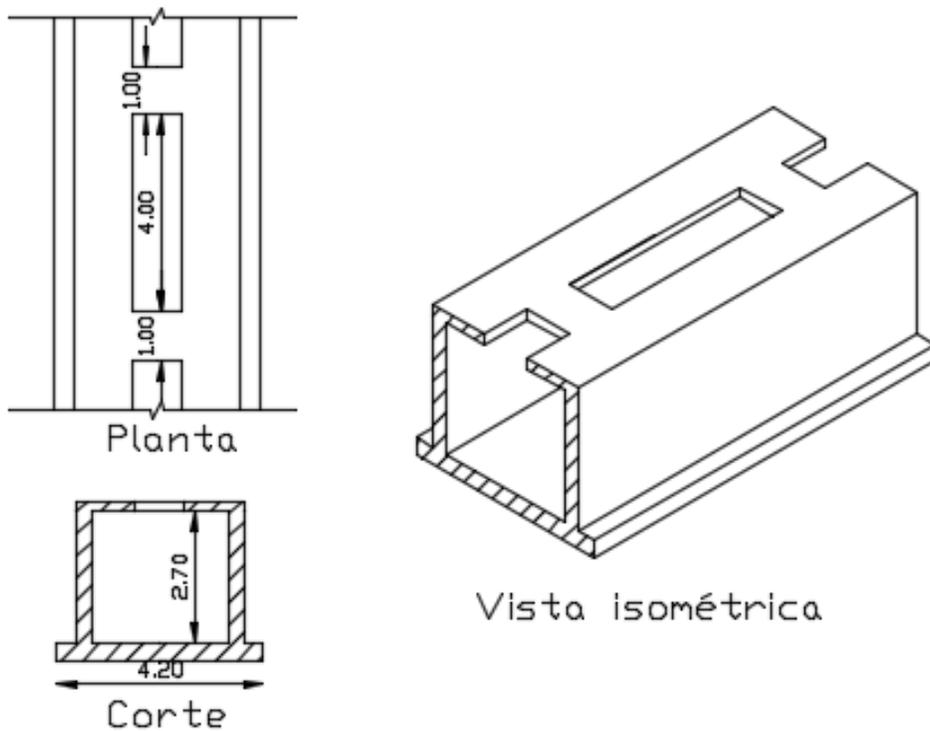


Figura 1.2: canal a diseñar

mediante un canal como el que se indica en la *figura 1.2*.

Además, el canal de sección tolva es el que actualmente abastece de agua a la zona sur de Córdoba, razón por la cual no se puede simplemente demoler parte del canal para realizar la unión de caudales. Así surge la propuesta de solución descrita a continuación e ilustrada en la *figura 1.3*.

- 1) Construir el “By-Pass” indicado en color azul en la figura.
- 2) Colocar una compuerta móvil prestada por el DIPAS (secretaría de recursos hídricos).
- 3) Cerrar las compuertas de los canales existentes.
- 4) Desbordar el agua por el lateral indicado en rojo en la figura.
- 5) Demoler el tramo de canal existente indicado en violeta en la figura.
- 6) Construir el canal que vincule el puente-canal con el canal-tolva existente, y la transición de estos (en la parte demolida, indicada en violeta).
- 7) Abrir las compuertas. Ahora se encuentra tanto el sifón como el acueducto operativos, y sus caudales se transportan por el canal-tolva existente.

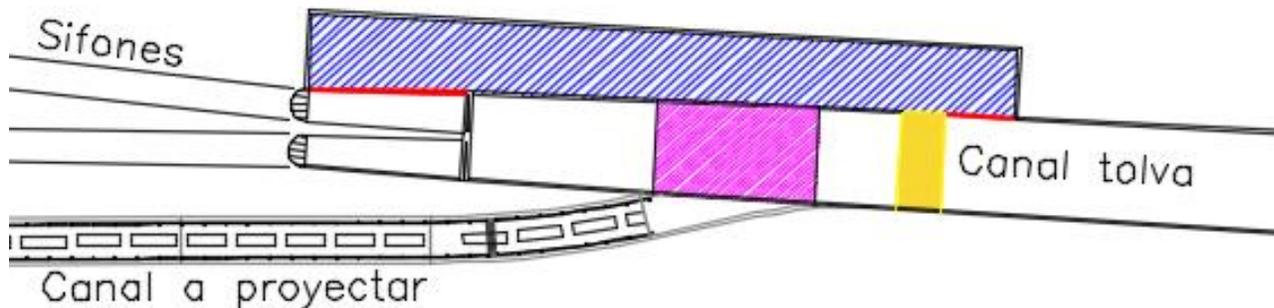


Figura 1.3: trabajo a realizar

1.2.2 Tareas a realizar por el autor

Las tareas a realizar comienzan con definir la geometría del canal. Si bien el diseño hidráulico y, consecuentemente el diseño geométrico fue subdelegado a una consultora especializada en el tema, al comienzo de las actividades se contaba únicamente con el trazado en planta. Como era necesario determinar de forma aproximada la altura del suelo en los laterales del canal y el estrato sobre el cual se asienta el canal fue necesario realizar las secciones transversales.

En segunda instancia se determinan las acciones que pueda haber sobre las estructuras a ser proyectadas. Dentro de las principales acciones se puede mencionar la presión hidrostática, la sobrepresión hidrodinámica (por un sismo), los esfuerzos provocados por los sismos, el empuje del suelo, la sobrecarga sobre la pasarela, y las dilataciones térmicas.

Luego se procede a la determinación de esfuerzos, para lo cual se modela un tramo del canal lo suficientemente largo para ser representativo. Esto se realizó mediante el programa RAM Advanse v9.0, que es un software de cálculo estructural y se detalla con mayor precisión en los capítulos 3 y 4.

A continuación se debieron evaluar los resultados del programa y reajustar la modelización hasta obtener resultados satisfactorios. Con estos se procede a la verificación de los espesores de hormigón, y al cálculo de las armaduras.

Finalmente se elaboran los planos correspondientes al proyecto. Dentro de estos se encuentran los planos generales, planos de detalle, planos de doblado de armaduras, entre otros.

1.3 ESTRUCTURA DEL INFORME

La estructura del informe correspondiente a la presente práctica profesional supervisada queda conformada por los siguientes capítulos:

- Capítulo 1: Introducción
- Capítulo 2: Definición de la geometría
- Capítulo 3: Determinación de las acciones
- Capítulo 4: Fluctuación de la presión en el canal por sismo
- Capítulo 5: Determinación de los esfuerzos
- Capítulo 6: Cálculo de las armaduras
- Capítulo 7: Conclusiones

2. DEFINICION DE LA GEOMETRIA

2.1 GENERALIDADES

La definición de la geometría resulta indispensable en cualquier proyecto de ingeniería puesto que tanto las acciones que actúan sobre la estructura, su comportamiento, y la determinación de los esfuerzos dependen de dicha geometría. Cabe destacar que en ciertas ocasiones esto resulta en un proceso iterativo, puesto que no se puede a saber la geometría en primera instancia con exactitud, pero se la debe definir de forma aproximada para poder determinar las acciones y esfuerzos. En esta etapa tiene gran importancia el criterio y la pericia del proyectista puesto que facilitan el predimensionado de las piezas.

2.2 DEFINICION DE LA GEOMETRIA

2.2.1 Geometría del canal

La geometría interior del canal resulta de los estudios hidráulicos y es de sección rectangular. Esta consta de una altura de 2,70m y una base de 2,80m. Con esta geometría se opta por una configuración como la ilustrada en la *figura 2.1*.

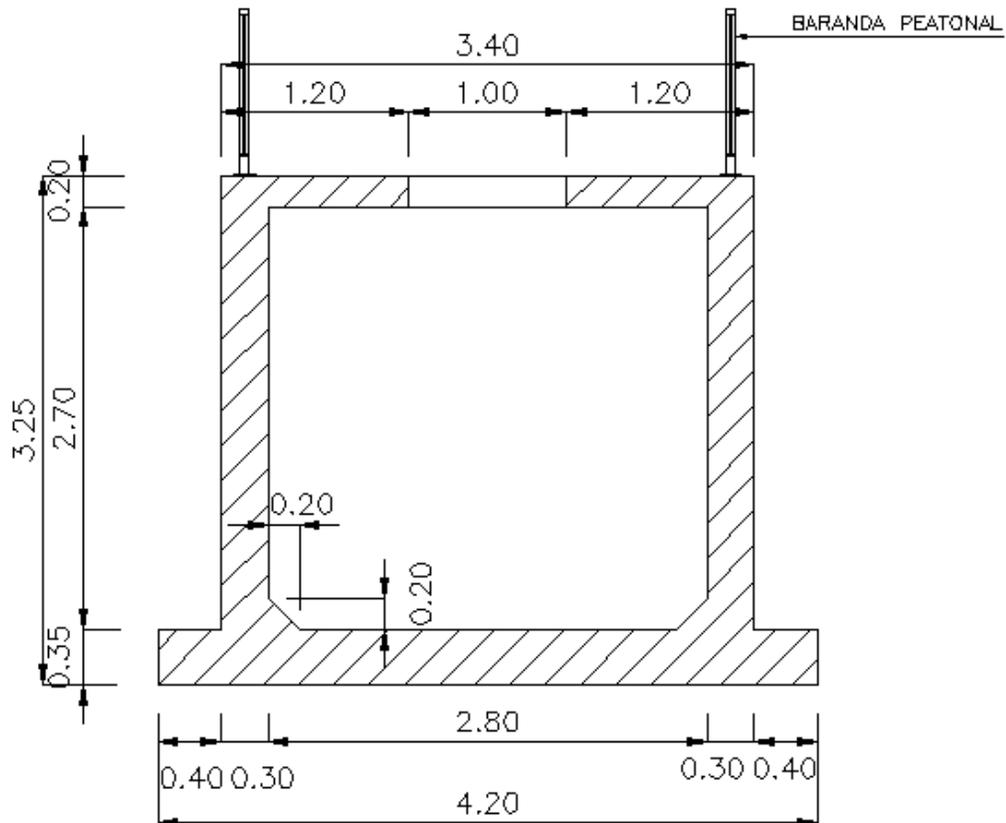


Figura 2.1: Geometría inicial de la sección transversal

Pued

e verse que los espesores resultan generosos respecto de las solicitaciones para lograr bajas tensiones. Así puede controlarse efectivamente el ancho de fisuración y garantizarse la estanqueidad necesaria por tratarse de una estructura en contacto permanente con agua.

La losa de fondo posee un espesor de 0,35m con el objetivo de poder restringir el giro de los tabiques laterales. Este también es el motivo de las pequeñas ménsulas de 0,40m que se extienden por fuera de los tabiques laterales.

En la parte superior del canal se pueden observar unas barandas peatonales, pero en realidad estas son vigas que restringen el desplazamiento y giro del punto superior del tabique lateral. Estas vigas se vinculan discretamente cada intervalos de entre 3,50 y 4,50m, de modo tal que resulta en una estructura autoequilibrada (debido a que el empuje hidrostático es igual en ambos tabiques del canal).

También puede verse una cartela entre el tabique lateral y la losa de fondo. Esta tiene como función evitar una concentración de tensiones en dicho punto, la cual puede provocar la fisuración y filtrado de agua, atacando las armaduras. Se entiende entonces que la utilización de dicha cartela resulta sumamente sana para la pieza, pero por motivos constructivos en la obra no se ha llevado a cabo. En su lugar se ha decidido utilizar un refuerzo en la armadura en dicho sector para intentar compensar esta falencia, pero cabe mencionar que nunca será tan eficaz como la cartela.

2.2.1.1 Geometría de la transición puente canal-canal

El puente canal tiene una geometría propia y por tanto al finalizar este se debe realizar se debe realizar una transición gradual de la sección transversal para disminuir las pérdidas hidráulicas y disminuir las turbulencias que pueden resultar perjudiciales para la integridad de la obra. Así la transición viene desarrollada en una longitud de 5,00m por el estudio hidráulico y debe encontrarse una forma de garantizar que en todo su desarrollo se mantengan los espesores mínimos para resistir los esfuerzos sin fisuración excesiva. La sección del puente canal se presenta a continuación, en la *figura 2.2*.

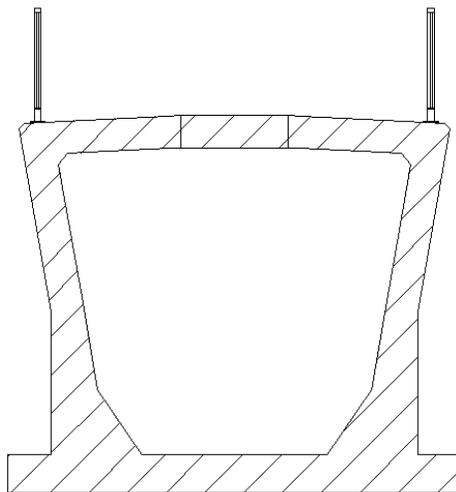


Figura 2.2: Sección transversal del puente canal

Para garantizar que exista en todos los casos el espesor mínimo necesario, que es el correspondiente a las secciones transversales típicas (para las cuales fueron realizados los cálculos) se optó por la siguiente solución: se superponen la sección del puente canal y del canal y se toma el contorno exterior como la sección transversal a utilizar en el desarrollo de la transición. De este modo queda asegurado que en cualquier parte el espesor será igual o mayor al utilizado en los cálculos. Esta solución se ilustra a continuación, en la *figura 2.3*.

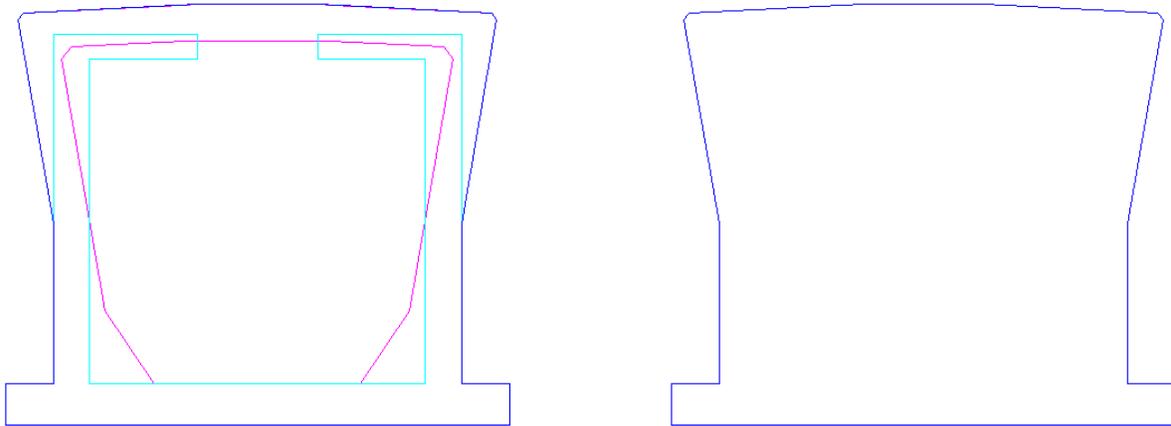


Figura 2.3: Geometría de la sección transversal en la transición

En la figura se representa con color lila la sección del puente canal, en color cian la sección del canal, y en color azul la envolvente de la superposición de ambas secciones. Esta se encuentra aislada en el lado derecho de la imagen, y por dentro de esta se realiza la transición de la sección interior del canal como una variación de los espesores de dicha sección.

2.2.1.2 Geometría de la transición canal rectangular – canal tolva

Uno de los inconvenientes de esta transición reside en la interacción de diferentes materiales para resistir los esfuerzos. Los terraplenes, que son de diferente material a cada lado, son los encargados de resistir los esfuerzos. Esta situación sumada a propia geometría de la transición, ilustrada en la *figura 2.4*, resulta en una situación muy difícil de modelar numéricamente.

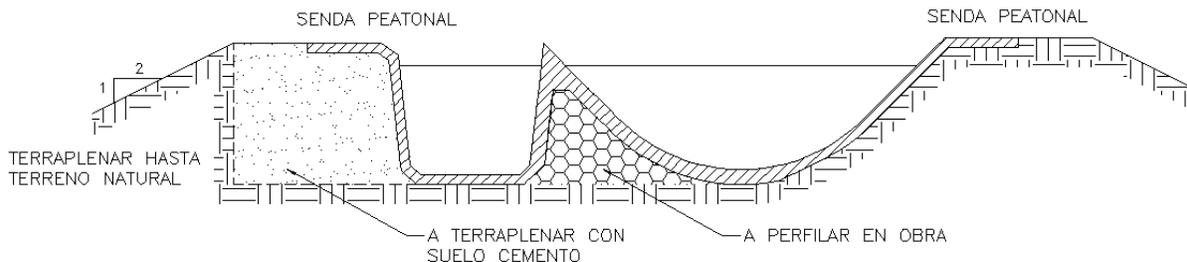


Figura 2.4: Sección transversal de la transición canal rectangular – canal tolva

Ha de observarse que sobre la margen izquierda se opta por un terraplén de suelo cemento con un espesor de 3,00m para lograr una rigidez adecuada, mientras que sobre la margen derecha se utiliza el terraplén de materiales granulares existente. Podría pensarse en utilizar un material de similares características sobre la margen izquierda, pero como la empresa constructora carece de maquinaria apropiada para realizar una compactación de un material granular se opta por un suelo cemento (cuyas especificaciones puede leerse en el ANEXO PLANOS).

En la figura 2.5 puede apreciarse una planta del tramo en cuestión. En esta puede observarse el terraplén de suelo cemento y la extensión de las sendas peatonales en la zona que será demolida y reconstruida. Al igual que en la sección típica del canal las sendas peatonales en realidad son vigas que rigidizan la parte superior del canal, puesto que este en la sección tolva es simplemente una lámina de 0,20m de hormigón sobre el terreno previamente compactado.

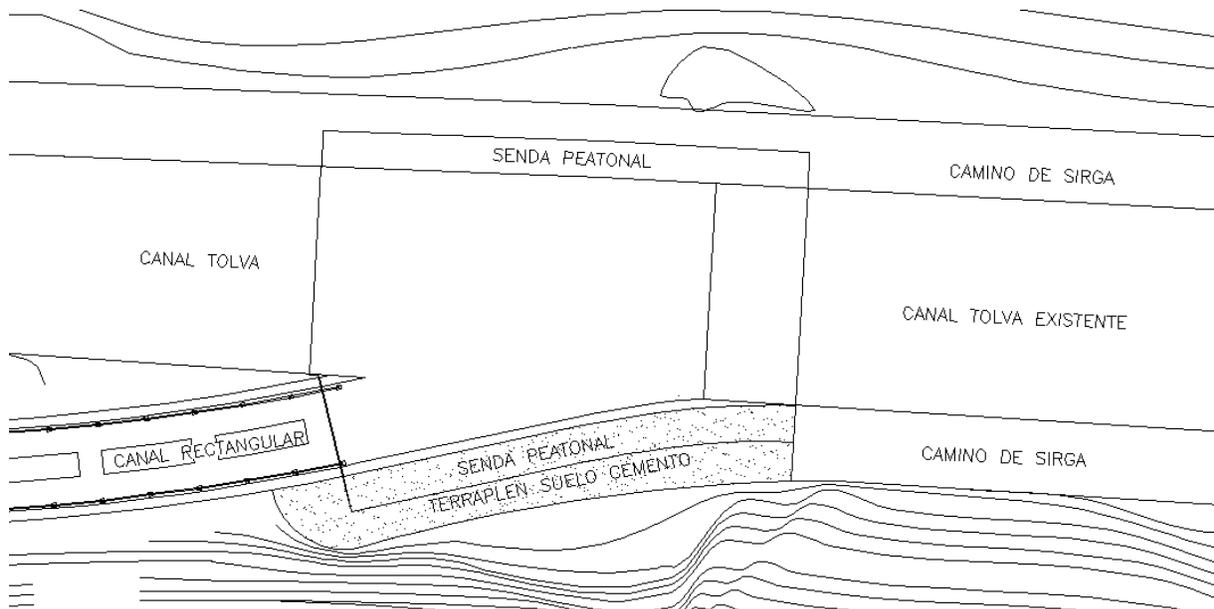


Figura 2.5: Planta de la transición entre canal rectangular y canal tolva

2.2.2 Geometría del muro de contención

Como se mencionó en el capítulo primero, el puente canal es una gran viga de más de mil metros. Esto supone deformaciones térmicas por expansiones y contracciones debido a los cambios de temperatura, los cuales en caso de ser restringidos se traducen en grandes esfuerzos que pueden hacer peligrar la integridad de la estructura. Para evitar esto se utilizan juntas de dilatación en los extremos del puente. Las pilas que toman los esfuerzos del sismo en sentido longitudinal representan un punto fijo y no se encuentran justo al centro del vano del puente, y por tanto las deformaciones en ambos extremos del puente canal son distintas y consecuentemente las juntas de dilatación de ambos extremos, pero dicho problema excede el alcance del corriente informe y es únicamente mencionado como curiosidad.

Las juntas de dilatación mencionadas se materializan por una “omega” de material flexible, que se une de un lado al puente canal, y al otro lado al canal, permitiendo así movimientos relativos entre estos. Este funcionamiento se esquematiza en la *figura 2.6*

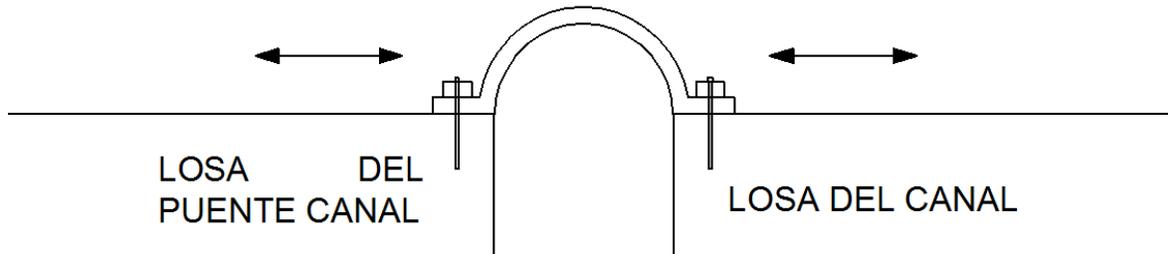


Figura 2.6: Esquema de funcionamiento de la junta de dilatación

Entendido el funcionamiento de la junta de dilatación puede notarse que esta tendrá un desgaste natural y deberá ser reemplazada. Previendo que esta sustitución se hará cuando la junta actual presente un deterioro notable y por tanto pérdidas de agua, y considerando que el canal se encuentra sobre un limo colapsible se proyecta la ejecución de una obra complementaria que, por una parte aleje el agua de la zona del canal para evitar el colapso del suelo, y por otra parte facilite las tareas de mantenimiento y de reemplazo de la junta de dilatación.

Esta obra complementaria consta de un canal complementario y de un muro de contención que evita que el suelo ingrese al canal secundario. Esto se ilustra en las figuras 2.7 y 2.8, de donde además se podrá entender mejor los conceptos mencionados.

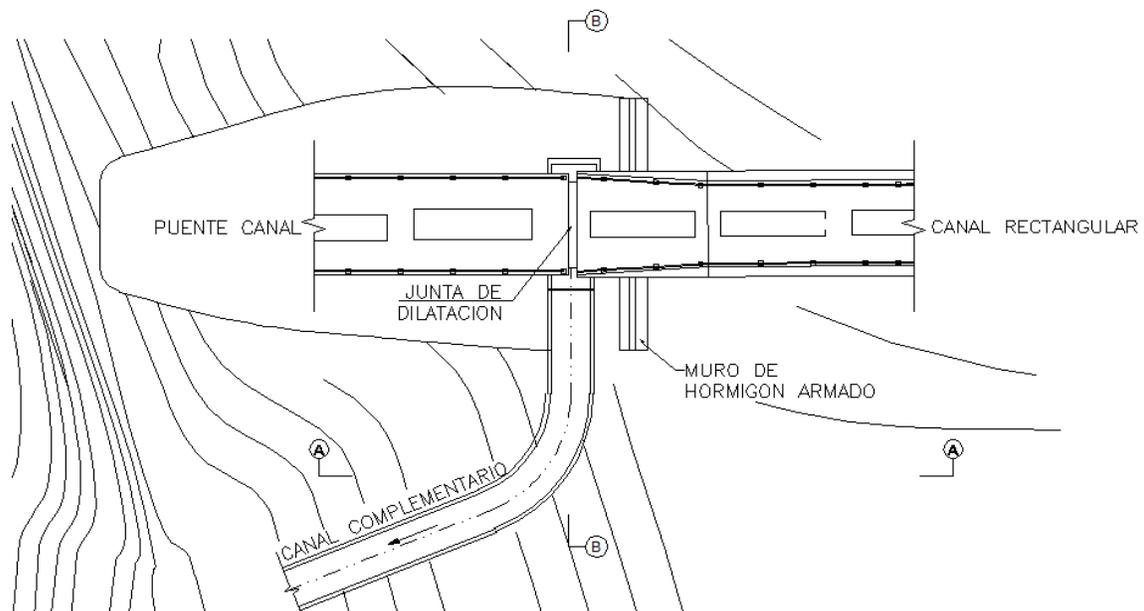


Figura 2.7: Planta de la obra complementaria

A continuación puede verse la vista longitudinal A-A de esta obra complementaria.

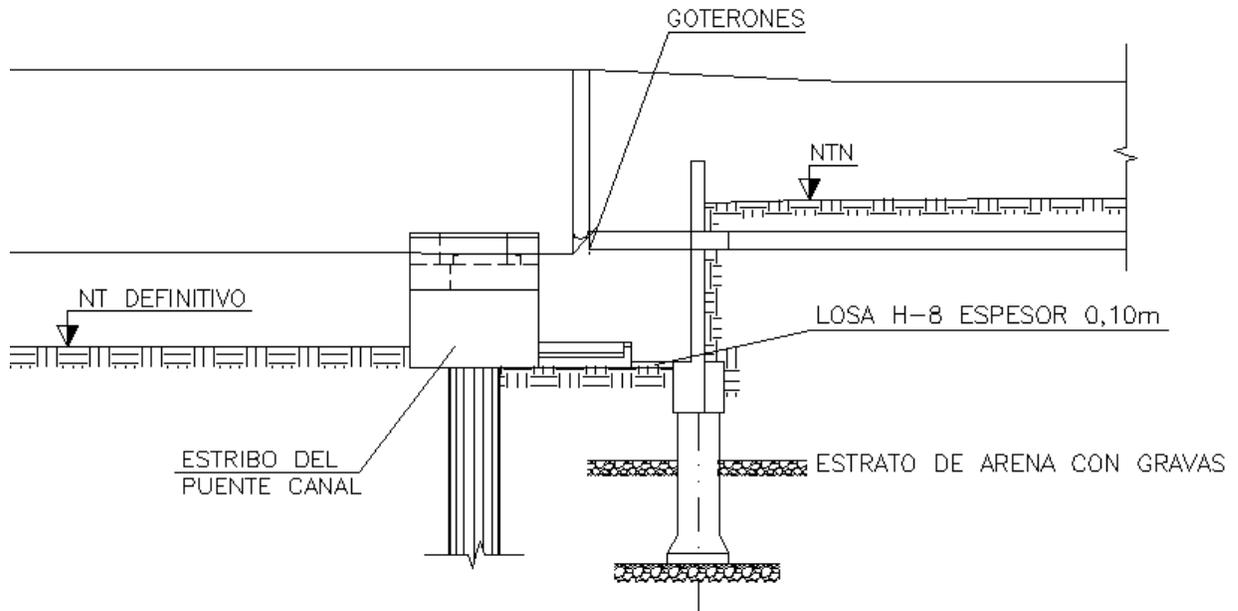


Figura 2.8: Vista lateral de la obra complementaria (A-A)

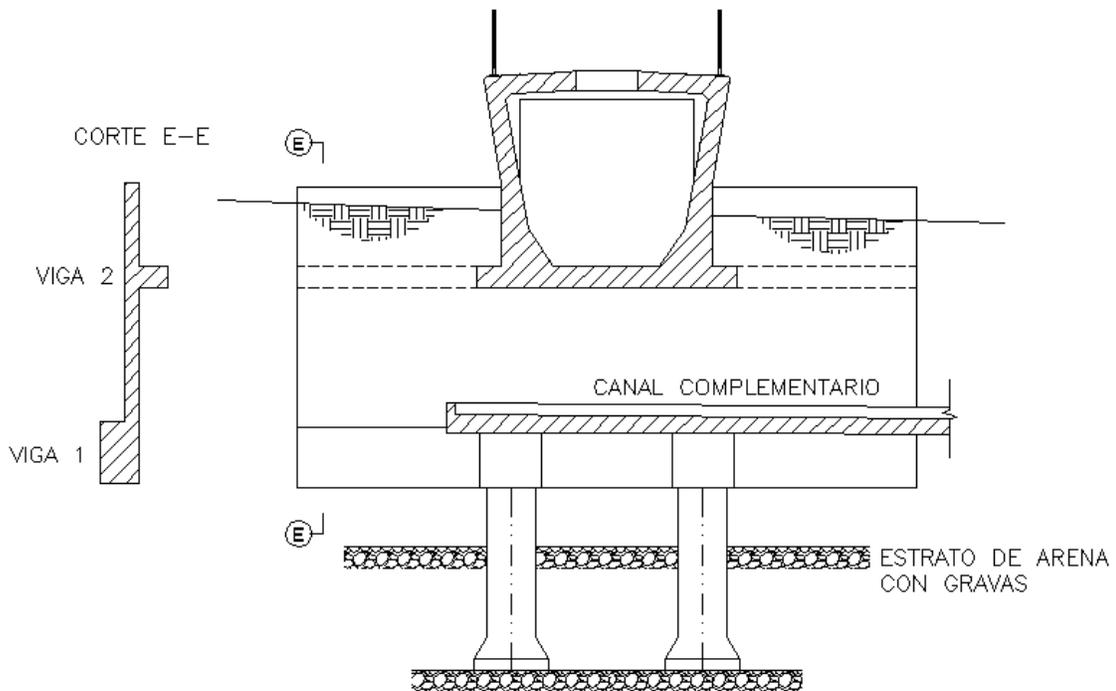


Figura 2.9: Corte transversal de la obra complementaria (B-B)

Cabe destacar que cuando se propuso esta obra la viga 1 no existía, y la viga dos se ubicaba en el extremo superior de la losa. Este diseño generaba grandes flexiones en la losa que resiste el empuje del suelo en la parte inferior, los cuales se tornaban impracticables de resistir con un espesor de 0,25m. Este es el motivo por el cual se decide utilizar la viga 1 y sus grandes dimensiones se deben a motivos constructivos, ya que tiene las dimensiones de medio cabezal a lo largo de todo el muro. En cuanto a la posición inicial de la viga dos tenía el inconveniente de que, muro se apoyaba sobre el canal (que toma los esfuerzos por fricción seca a lo largo del desarrollo del tramo) de modo que representa un punto muy rígido, y en los pilotes, los cuales pueden rotar y presentan una rigidez mucho menor. Así se producían esfuerzos de corte muy grandes en fajas verticales que unían la solera del canal con los cabezales de los pilotes. Dichos esfuerzos eran imposibles de tomar con un espesor razonable de la losa del muro, y por tanto se decidió mover la viga dos a su posición actual. De este modo se obtuvieron resultados más coherentes, aunque se obtuvieron grandes esfuerzos de corte en la viga, pero estos pueden ser absorbidos por armadura de corte, como se verá con más detalle en el capítulo 5 y 6.

2.2.3 Geometría de la compuerta

Como se mencionó en el primer capítulo uno de los sifones que cruza el río Anizacate se encuentra fuera de servicio. Esta estructura durante su funcionamiento tenía una compuerta la cual (al estar actualmente en desuso) será refaccionada para ser utilizada en el canal de sección rectangular. Dichos problemas son principalmente del campo de la ingeniería mecánica y por tanto no se ahonda en explicaciones, pero si se desea resaltar que la configuración propuesta para esta estructura es preliminar debido a que a la fecha de realización de los trabajos el encargado de remodelar la compuerta no cumplió con los plazos y por tanto no se encuentra disponible la geometría definitiva de la compuerta.

Lo mencionado en el primer párrafo tiene como consecuencia que esta estructura propuesta es susceptible de modificaciones. Por otra parte no se realizan cálculos de acciones ni de esfuerzos sobre esta estructura, puesto que poco sentido tendría realizarlo sin la geometría definitiva y resultaría en una pérdida de tiempo.

Aclarado esto podemos comenzar a describir la geometría de la compuerta. El primer problema que se encuentra es que la compuerta desliza sobre unos rieles que se encuentran dentro de los tabiques laterales y de la losa de fondo. Esta disminución de sección tiene efectos poco importantes, sino imperceptibles en la losa de fondo en cuanto a esfuerzos, pero si requiere un reacomodamiento de las armaduras longitudinales, el cual será explicado con mayor detalle en el capítulo 5. En cuanto a la disminución del espesor en los tabiques laterales resulta de mayor importancia debido a que estos son elementos sometidos a flexión, y por tanto una disminución de la altura del elemento incide fuertemente en su resistencia. Considerando esto se decide la construcción de un sobrecancho del tabique de hormigón para compensar la disminución de espesor producto de la introducción del riel en la compuerta. Esta solución puede verse en las *figuras 2.10 y 2.11*.

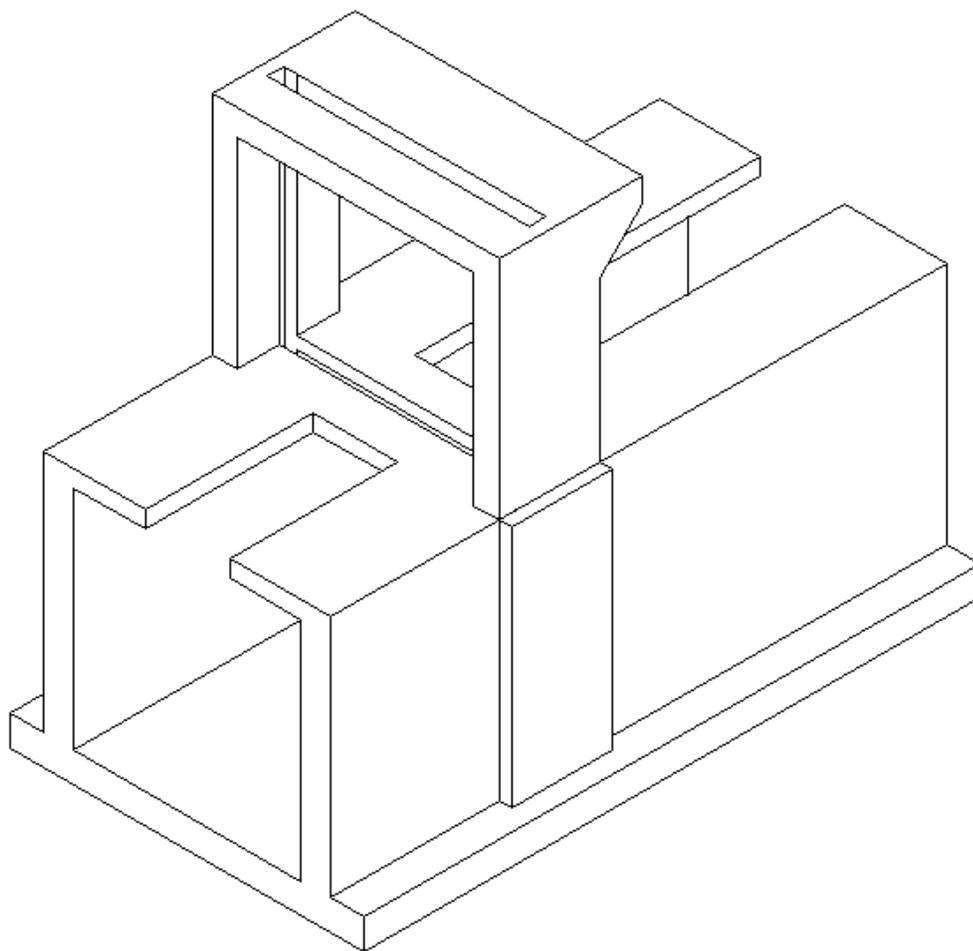


Figura 2.10: Vista isométrica de la compuerta

Con este sobreebanco se pretende evitar problemas de estanqueidad en la compuerta. Puede verse que esta estructura posee una losa superior sobre la cual reposarán los aparatos de izaje de la compuerta, así como también disponer de suficiente espacio para la operación por parte del encargado de dichas tareas. Si bien no se realizan cálculos por lo mencionado en los primeros dos párrafos de este apartado, cabe mencionar que debieran ser realizados con una sobrecarga distribuida en toda la losa de 400 o 500kg/m².

Finalmente, en la *Figura 2.11* se observa una vista lateral de la compuerta. Puede observarse que el sobreebanco se desarrolla 0,50m a ambos lados de la guía que implica la disminución de sección. También puede verse una escalera que permite acceder a la losa para realizar las acciones de operación de la compuerta, una baranda para prevenir accidentes y los aparatos para realizar el izado de la compuerta (de forma esquemática).

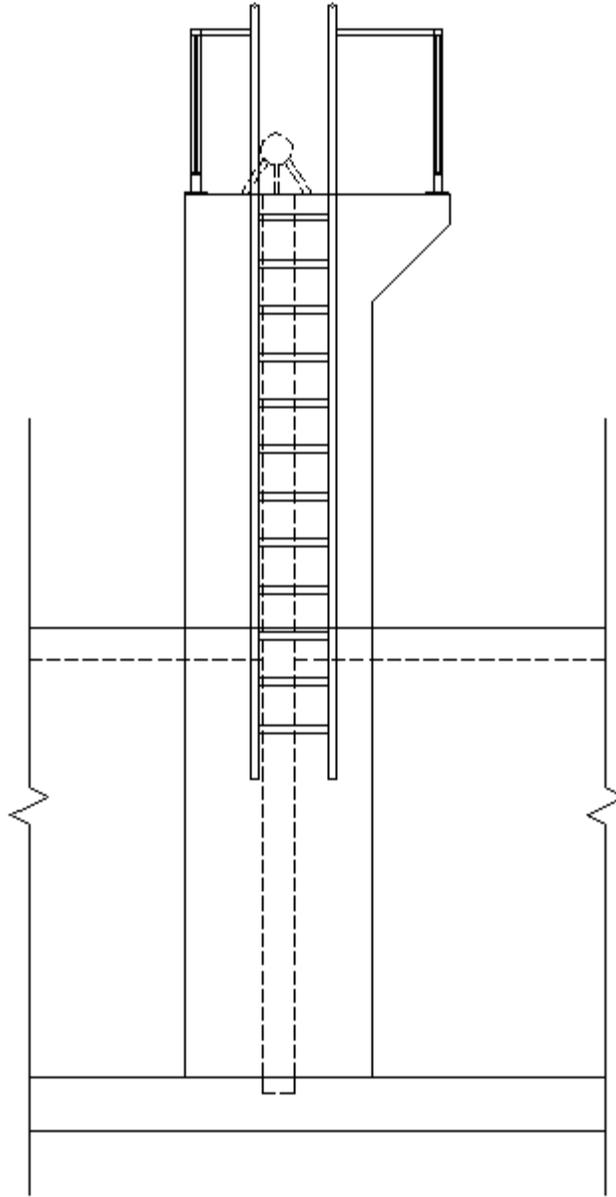


Figura 2.11: Vista lateral de la estructura de la compuerta

3. DETERMINACION DE LAS ACCIONES

3.1 GENERALIDADES

La determinación de las acciones que actúan sobre una estructura es una parte fundamental del proceso de diseño. Esto se debe a que, por más precisión que se obtenga en el cálculo de esfuerzos, si las acciones se encuentran mal determinadas no existe una correspondencia entre el modelo analizado y la realidad.

3.2 DETERMINACIÓN DE ACCIONES

3.2.1 Acciones sobre el canal

3.2.1.1 Presión hidrostática

El valor de la presión hidrostática responde a una función lineal en la ordenada z , siendo esta la distancia desde la interfaz agua-aire. De este modo se puede expresar como:

$$\text{Presión hidrostática} = \gamma \cdot z = 1 \text{tn/m}^3 * z$$

Además esta presión resulta siempre normal a la superficie con la cual se encuentra en contacto. Si bien este tópico será analizado con mayor profundidad en el capítulo 5, resulta necesario decir que como el análisis de esfuerzos se hará mediante un programa de cálculo estructural que únicamente admite cargas uniformes sobre placas se debe discretizar la presión hidrostática. Para esto se realizaron 9 intervalos de 30cm. De este modo se obtienen los gráficos indicados en la figura 3.1.

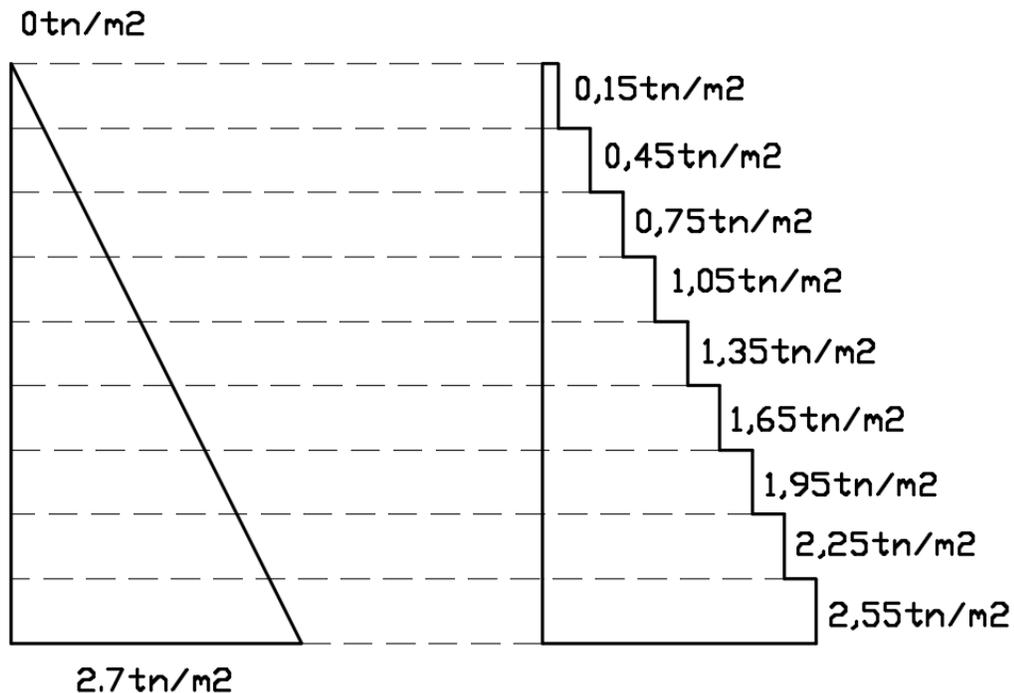


Figura 3.1: Presión hidrostática

Esta acción actúa siempre que exista fluido y sobre ambas caras del canal por igual.

3.2.1.2 Empuje del suelo

El empuje del suelo actúa únicamente en una parte del canal, puesto que no todo el canal está enterrado. Además no actúa en toda su altura, ya que en ningún tramo se encuentra íntegramente enterrado. Así se toma el lugar donde el enterramiento es máximo y se considera que todo el canal está igualmente enterrado (por simplicidad constructiva). Para la determinación de su valor se recurre a la expresión de Rankine para empuje activo. Esta se enuncia a continuación:

$$\sigma_h = K_a \sigma_v$$

Donde:

σ_h =tensión horizontal

K_a =coeficiente de empuje activo

σ_v =tensión vertical

Puede verse que si el coeficiente de empuje activo es unitario, entonces la fórmula resulta igual a la de presión hidrostática. Se tiene entonces una variación del empuje del suelo lineal con pendiente K_a ,

$$K_a = tg^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = tg^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0,33$$

Como se pudo observar en el capítulo anterior, el terreno presenta una cierta pendiente. Para entender mejor la situación de lo que se desea resolver debe observarse la siguiente figura.

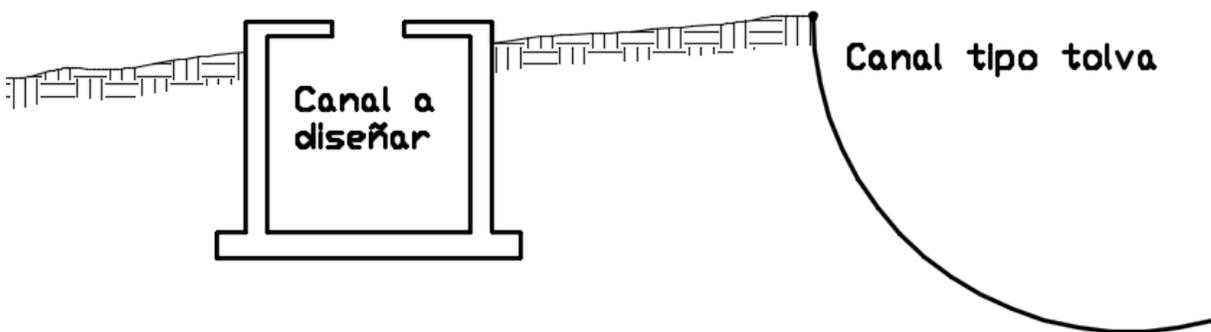


Figura 3.2: Ilustración de la situación a resolver

Puede verse que tanto sobre el lado derecho como sobre el lado izquierdo del canal actuará el empuje activo. Además debe considerarse la posibilidad de una pérdida de

agua del canal tipo tolva, o simplemente una precipitación suficientemente fuerte para producir la sumergencia de la masa de suelo entre los canales, trayendo como consecuencia un empuje hidrostático sobre el muro derecho del canal adicionalmente al empuje del suelo. Si bien formalmente al considerarse el empuje hidrostático debería considerarse un peso del suelo sumergido para la determinación del empuje del suelo, por simplicidad de cálculo se calcula el empuje del suelo seco (el cual actúa sobre ambos tabiques, izquierdo y derecho) y en el tabique derecho simplemente se adiciona el empuje hidrostático. Además, como fue explicado en el punto 3.2.1.1 resulta necesario discretizar la acción. El resultado sobre el tabique derecho se ilustra a continuación, mientras que la acción sobre el tabique izquierdo se corresponde únicamente con el estado izquierdo de la figura 3.3 “empuje del suelo”.

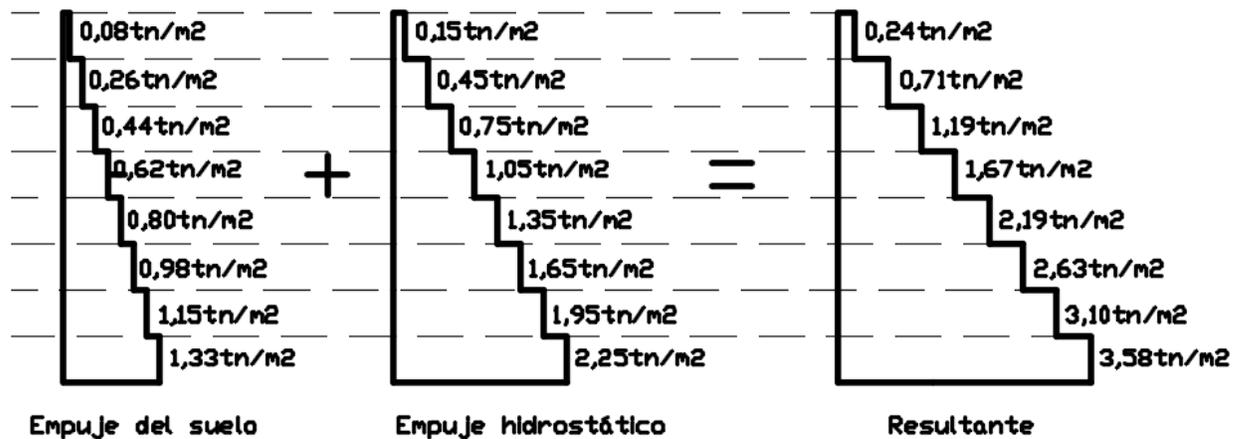


Figura 3.3: Empuje externo sobre el tabique derecho

3.2.1.3 Sobrecarga útil

La única sobrecarga de uso que se presenta en el canal es sobre las sendas peatonales. Para eso se ha determinado en función del reglamento “Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado” una sobrecarga de 400kg/m² que se aplica sobre la totalidad de la senda peatonal.

3.2.1.4 Acciones sísmicas

Las acciones sísmicas son movimientos del suelo, aleatorios y complejos de analizar. Como bien se sabe, cuando una estructura cualquiera es desplazada de su posición de equilibrio, esta oscilará. Al oscilar, la estructura tendrá aceleraciones de sus masas, que traen como consecuencia fuerzas másicas. Estas fuerzas “másicas” o “inerciales” traen como consecuencia esfuerzos en la estructura que deben ser considerados a la hora de realizar un diseño estructural.

El análisis de este fenómeno depende de múltiples características de la estructura como pueden ser su rigidez, masa, período propio de vibración, materiales, comportamiento

elástico e inelástico de estos, amortiguamiento, suelo de fundación, distancia al foco, entre otras. También depende del sismo al cual se someta la estructura, lo cual es muy difícil (por no decir imposible) de predecir. En consecuencia existen métodos más o menos simplificados para cuantificar las acciones sísmicas, que van de realizar un análisis completamente dinámico, hasta colocar la estructura indeformada con un conjunto de fuerzas horizontales que representen la acción sísmica. Además, el agua que se encuentra dentro del canal también generara esfuerzos. Así surgen principalmente dos tipos de acciones por el sismo, las fuerzas másicas o inerciales y las sobrepresiones hidrodinámicas.

3.2.1.4.1 Fuerzas inerciales

Como se mencionó en la introducción al tema, las fuerzas másicas pueden ser cuantificadas por distintos métodos. Estas suelen ser de gran importancia cuando las masas son relativamente grandes. En el caso del canal que se desea proyectar las masas son muy bajas (toda la masa es de hormigón, es decir, resistente) y por tanto se supone que las fuerzas inerciales provocadas por un sismo no serán de gran importancia respecto de otras sollicitaciones que tendrá la estructura. Así se opta por utilizar el método estático equivalente.

La determinación de las acciones sísmicas se realiza con el método estático equivalente porque se considera de suficiente precisión para el caso en estudio. Básicamente consiste en determinar el período del primer modo de vibración de la estructura, y asumir que el 100% de la masa modal se encuentra asociada a este modo. Con dicho período se pueden obtener pseudoaceleraciones (que para amortiguamientos de la estructura menor al 10% resultan muy próximas a la aceleraciones absolutas) y, utilizando la ley de Newton $F=m.a$ se pueden determinar una “fuerza estática equivalente” o “corte basal”. Finalmente resta distribuir dicho corte basal en altura, pero dicho procedimiento excede el alcance de este informe puesto que se ha concentrado toda la masa del canal en un solo punto.

Este método es utilizado por el CIRSOC, y este agrega dos términos a la determinación del corte basal. Estos son el *factor de importancia* γ_d que mayor las acciones sísmicas en estructuras cuyo daño implique un gran perjuicio social, económico, o implique un riesgo desmedido para la sociedad respecto de un aumento en el costo de la estructura, o estructuras cuya función luego del sismo es muy importante, y el factor de reducción R que permite disminuir las acciones sísmicas permitiendo que la estructura incurra en el campo inelástico. Así se puede definir el coeficiente sísmico:

$$C = \frac{S_a * \gamma_d}{R}$$

que multiplicado por la masa nos dará la fuerza estática equivalente que servirá para considerar los esfuerzos sísmicos en nuestra estructura.

Aplicando estos conceptos al canal se debe conocer el período fundamental de vibración. No existen métodos empíricos para este caso por ser único, por lo que se recurrió a un software de cálculo estructural para determinar dicho período. Para esto fue necesario modelar un tramo lo suficientemente largo como para ser representativo. El tramo modelado comprendía desde una junta de dilatación, hasta modelar tres presillas como se

ilustra en la *figura 3.4*. Este tema se trata con mayor detalle en el capítulo quinto, donde se describe la modelización de la estructura.

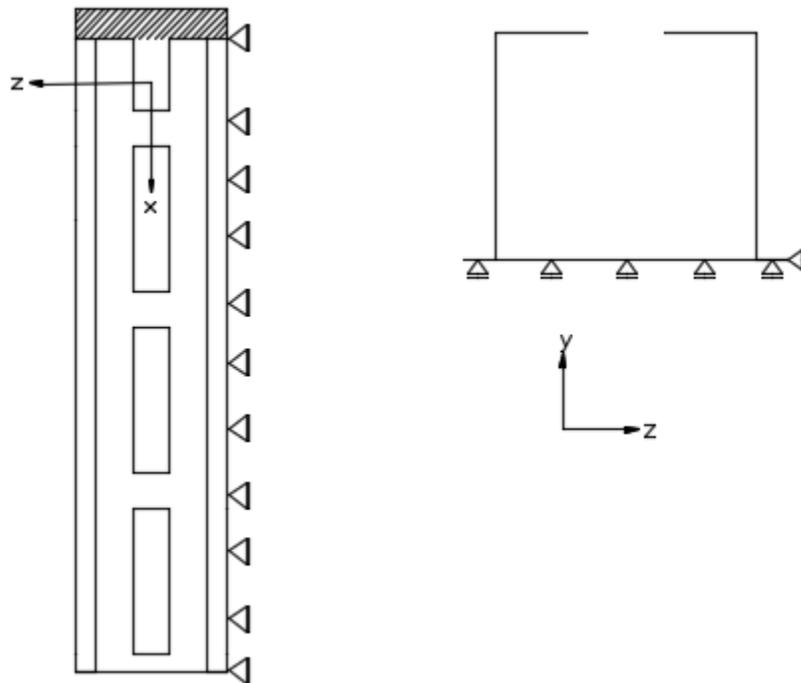


Figura 3.4: esquema de modelización del canal

De este modo se obtuvo que el período fundamental de la estructura obtenido es 0,0751s y tiene el 70% de la masa modal asociada. Con este valor y utilizando la tabla 4 del INPRES CIRSOC 101 se obtiene lo siguiente:

Tabla 3.1: Tabla del CIRSOC 103 para la determinación de la pseudoaceleración

ZONA SÍSMICA	SUELO	a_s	b	T_1	T_2
4	Tipo I	0,35	1,05	0,20	0,35
	Tipo II	0,35	1,05	0,30	0,60
	Tipo III	0,35	1,05	0,40	1,00
3	Tipo I	0,25	0,75	0,20	0,35
	Tipo II	0,25	0,75	0,30	0,60
	Tipo III	0,25	0,75	0,40	1,00
2	Tipo I	0,16	0,48	0,20	0,50
	Tipo II	0,17	0,51	0,30	0,70
	Tipo III	0,18	0,54	0,40	1,10
1	Tipo I	0,08	0,24	0,20	0,60
	Tipo II	0,09	0,27	0,30	0,80
	Tipo III	0,10	0,30	0,40	1,20

Como el período fundamental de la estructura es inferior a T_1 corresponde utilizar la siguiente expresión facilitada por el reglamento:

$$S_a = a_s + \frac{(b - a_s)T}{T_1} = 0,09 + \frac{(0,27 - 0,09)0,0751s}{0,30s} = 0,134$$

Además, se considera que la estructura es del tipo “A”, por lo que corresponde un factor de importancia $\gamma_i=1,3$.

En cuanto al factor de reducción por ductilidad se debiera considerar 1, pues queremos que la estructura no incurra en el campo inelástico. Esto no fue así porque no se tuvo dicha consideración al momento del cálculo y el valor utilizado se encuentra muy próximo a uno y surge de las expresiones del CIRSOC para la ductilidad de tabiques de hormigón armado:

$$\mu = \frac{4}{z} = \frac{4}{2,50 - \frac{0,50h_w}{l_w}} = 2$$

En esta ecuación se debe aclarar que fue utilizada una longitud del tabique l_w infinita. Además el CIRSOC limita el valor de z entre 1 y 2, por lo que fue utilizado un $z=2$. Ahora se puede calcular el factor de reducción como:

$$R = 1 + \frac{(2 - 1)0,0751s}{0,30s} = 1,244$$

Como puede verse, el factor de reducción se encuentra muy próximo a 1 razón por la cual los cálculos no fueron realizados nuevamente con una ductilidad de 1. Ahora podemos calcular el coeficiente sísmico con la siguiente expresión

$$C = \frac{S_a \gamma_d}{R} = 0 \frac{0,134 * 1,3}{1,244} = 0,127$$

Para calcular las fuerzas máxicas se debe utilizar la siguiente expresión

$$F = C \cdot W$$

Donde W es la masa, y se obtiene como las cargas muertas más un porcentaje de la sobrecarga. Esto se expresa:

$$W = D + \eta L$$

En nuestro caso, $\eta=0$, pues la probabilidad de que haya gente sobre el canal es muy reducida. Además, se debe tener en cuenta que si bien el canal esta discretizado cada 50cm en su eje longitudinal (se encuentra modelado con elementos tipo placa) no todas fajas tienen la misma masa debido a la presencia de presillas. Esto se puede ver en la figura 3.5.

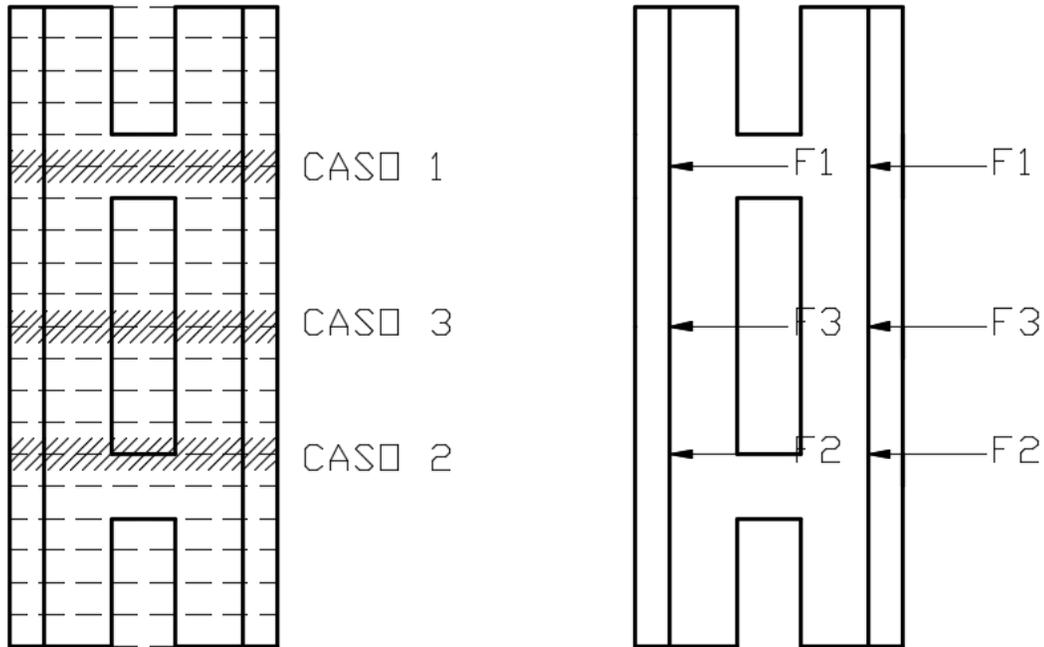


Figura 3.5: Distintos casos de masa en la determinación de las acciones sísmicas

En cada caso la masa asociada a cada lonja transversal del canal es la masa correspondiente al hormigón armado de dicha lonja, pues el agua que este en el interior será considerada en el punto capítulo 4.

Utilizando la expresión mencionada anteriormente se obtiene que:

$$F_1=0,17 \text{ tn}$$

$$F_2=0,16 \text{ tn}$$

$$F_3=0,16 \text{ tn}$$

Viendo los resultados obtenidos se concluye que no tiene sentido realizar la distinción entre las distintas fajas, dado que las masas prácticamente no varían (porque únicamente se introduce la masa de la presilla). También mencionar que estas son las fuerzas estáticas equivalentes que se utilizarán en la determinación de esfuerzos frente a un sismo.

3.2.1.4.2 Sobrepresión hidrodinámica

Las acciones por sobrepresión hidrodinámica se desarrollan en el Capítulo 4 por la importancia de estas acciones en el diseño de la estructura que merecen un tratamiento especial.

3.2.2 Acciones sobre el muro de contención

En la *figura 2.8* puede observarse un tramo de 2,00m de canal en voladizo (hacia la izquierda del muro, en la figura). Además, por la enorme diferencia de rigideces entre el muro de contención y el suelo compactado se supone que 3,00m del canal hacia la derecha también reposarán sobre el muro. Esto se explica a partir de que, para una misma deformación del muro y del suelo compactado, la carga que toma el muro con su mayor rigidez es muy superior a la que resistirá el suelo. Aclarado esto, las principales acciones que actúan sobre el muro se citan y describen a continuación.

3.2.2.1 Peso propio

Para el peso propio se consideró el correspondiente al propio muro, a los cabezales, a los pilotes, y también a un tramo de canal de 5,00 metros. En todos los casos se calcula como el volumen de hormigón multiplicado por la densidad de este -2400kg/m³-. Esto resulta en un esquema de carga como el ilustrado en la *figura 3.6*

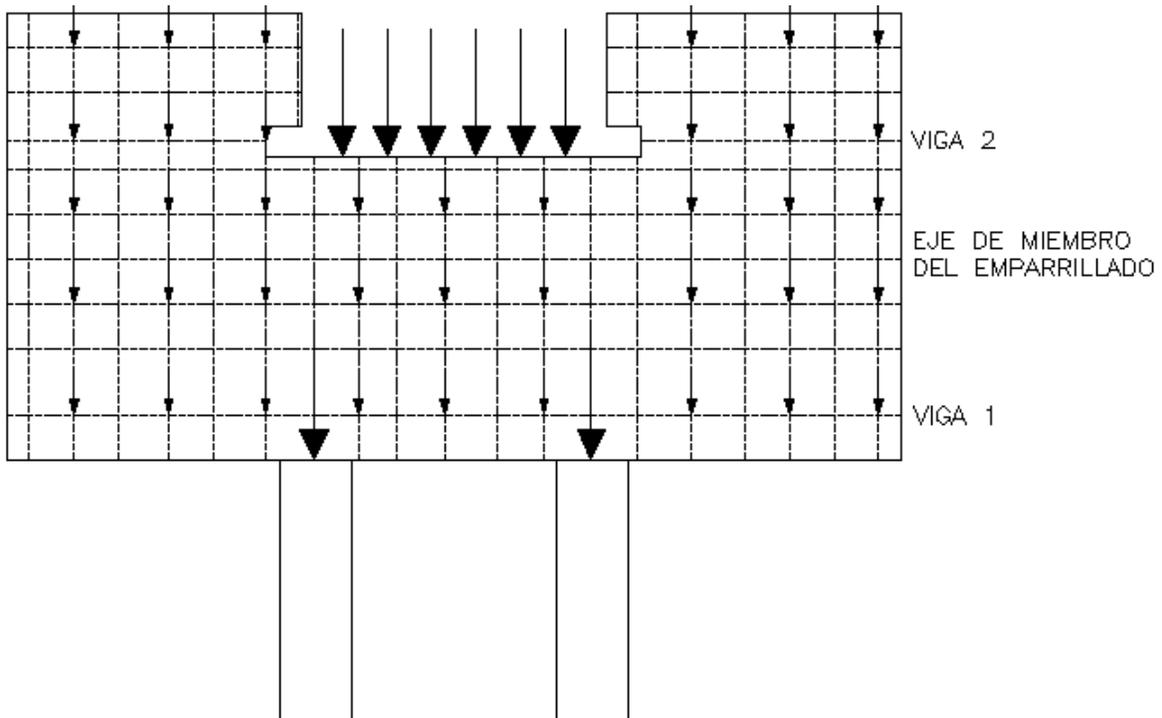


Figura 3.6: Esquema de carga del peso propio

3.2.2.2 Fluidos sobre el canal

Los fluidos contenidos en el canal se transfieren como un esfuerzo sobre el plano del muro. También se consideró que un tramo de 5,00 metros estará apoyado sobre el canal. El valor de la carga resulta de considerar la presión sobre la losa de fondo del canal lleno actuando sobre un área correspondiente a un largo de 5,00m y un ancho igual al interior de la losa de fondo (2,80m). El esquema de carga resultante se ilustra a continuación, en la *figura 3.7*.

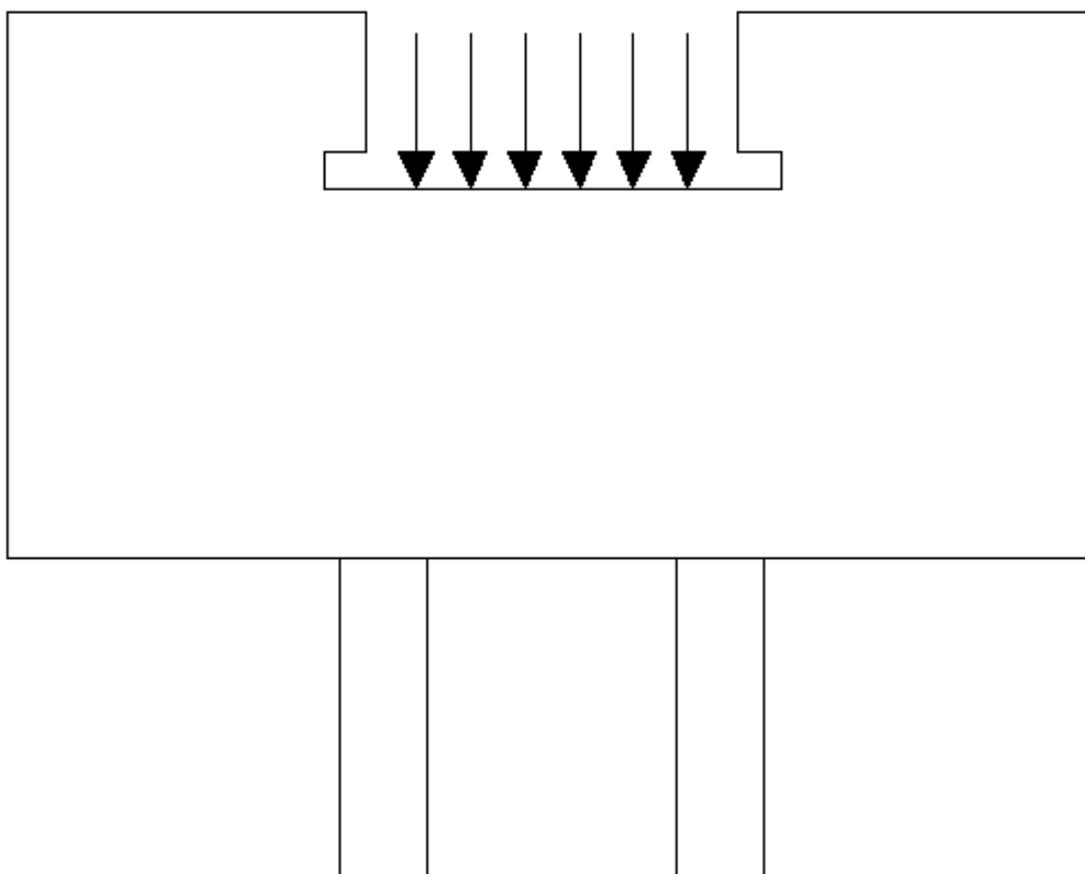


Figura 3.7: Esquema de carga de los fluidos sobre el muro de contención

3.2.2.3 Sobrecarga útil

La sobrecarga útil resulta de considerar el valor de 400kg/m^2 definidos en el apartado 3.2.1.3 actuando sobre una longitud de 5,00m sobre ambas presillas del canal de 1,20m. Se recomienda observar la *figura 2.1* para una mejor interpretación. El esquema de carga resulta igual al del ítem 3.2.2.2 con la salvedad de modificar los valores de las fuerzas actuantes.

3.2.2.4 Empuje activo y sísmico del suelo

El empuje de suelo fue calculado por la expresión brindada por el reglamento “*Normas Antisísmicas Argentinas NAA-80*”. Esta ecuación se muestra a continuación:

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

Donde:

E_{as} : Empuje activo total del suelo durante el sismo

E_a : Empuje activo estático, resultante del diagrama de presiones que ejerce el suelo sobre el muro

ΔE_{as} : Incremento del empuje originado por la acción sísmica

C_v : Coeficiente sísmico vertical ($C_v=0,5$, $C=0,025$)

γ_s : Peso específico del suelo

H: Altura del relleno medida desde la superficie de fundación del muro.

q: Intensidad de la sobrecarga uniformemente distribuida sobre la superficie del suelo ($q=0\text{tn/m}^2$). Cabe aclarar que si bien el canal reposa sobre el suelo, lo cual supondría una sobrecarga y consecuentemente un diagrama trapezoidal de presiones, se valora q con un valor nulo debido a la consideración de que la carga se transmitirá al muro debido a su mayor rigidez.

K_{as} : Coeficiente de empuje activo. Viene dada por una expresión de la norma, pero teniendo en cuenta que no aporta al marco conceptual del informe no se cita. Si el lector desea observarla puede hacerlo en el ANEXO MEMORIA DE CALCULO.

El empuje activo estático es un caso particular de la última expresión citada, en el cual:

- $C = 0$
- $C_v = 0$
- $\phi = 0$ (utilizado para calcular K_{as})

El empuje sísmico se obtiene como la diferencia entre el empuje total y el estático. La importancia de poder distinguir ambos tipos de empuje reside en que la normativa actual utiliza estados de carga y estos tienen diferentes coeficientes de mayoración.

Esta metodología propuesta por la normativa analizada plantea que el empuje de suelo estático tiene una distribución de presiones triangular, con la resultante ubicada a un tercio de la altura del suelo medida desde la base del muro. Por otra parte, se tiene que el incremento de empuje del suelo originado por la acción sísmica tiene una distribución de

presiones triangular invertida y, por tanto, la resultante se ubica a dos tercios de la altura del relleno medida desde la base del muro.

En el caso analizado se debe estudiar por separado la altura bajo el canal y la altura en el resto del muro puesto que son diferentes. Además, si bien se estudiará con mayor detalle en el capítulo 5 se adelanta que, en una primera instancia, cuando el muro se encuentra en construcción, el nivel del suelo únicamente puede alcanzar la altura de la solera del canal. En una segunda instancia, cuando esté construido el canal, el terreno puede alcanzar su nivel definitivo. Esto se debe a que el canal funciona como un apoyo y por tanto se puede incrementar el nivel y consigo los esfuerzos, pero si se alcanza la altura definitiva sin tener el apoyo brindado por el canal los pilotes no podrían restringir el giro del muro. Como se mencionó, este fenómeno se analiza con mayor precisión en el capítulo quinto.

3.2.3 Acciones sobre la compuerta

Al no estar definida la geometría definitiva no se conocen con exactitud las acciones que deberá resistir la estructura, pero si se pueden mencionar las principales cuestiones a tener en cuenta.

3.2.3.1 Presión hidrostática

La presión hidrostática actúa sobre la integridad de la compuerta cuando esta se encuentra cerrada. Esta tiene un diagrama de presiones triangular. Además, se supone que la compuerta desliza sobre dos rieles ubicados en los extremos. Esta tiene cuatro ruedas, dos a cada lado. De este modo, la fuerza transmitida por cada rueda se puede considerar puntual y, para obtener el valor se puede suponer un área de influencia como la indicada en la *figura 3.8*.

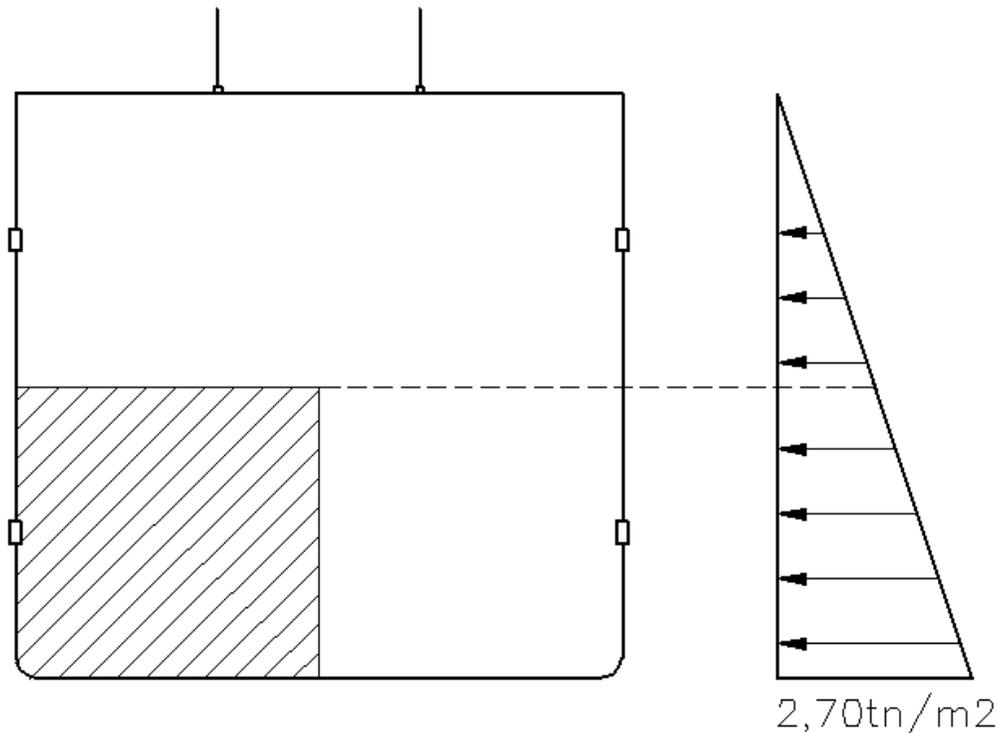


Figura 3.8: Área de influencia y distribución de presiones sobre la compuerta

3.2.3.2 Sobrepresión por sismo

Las acciones por sobrepresión hidrodinámica se desarrollan en el Capítulo 4 por la importancia de estas acciones en el diseño de la estructura que merecen un tratamiento especial.

3.2.3.3 Sobrecarga útil sobre la losa

Sobre la losa superior se podría suponer conservadoramente una sobrecarga de 500kg/m^2 . Esto se debe a que sobre esta reposarán los aparatos de izaje de la compuerta y los operarios encargados de operarla. Además, el costo de la estructura de la compuerta es muy reducido respecto del costo de obra y por tanto carece de sentido hacer un análisis más complejo.

4. DETERMINACION DE LAS PRESIONES HIDRODINAMICAS

4.1 MARCO TEORICO

Para estudiar el tema en cuestión primero se explicará conceptualmente el problema que se debe resolver, y después se procede a la aplicación puntual del canal.

Consideremos dos paredes infinitamente rígidas de longitud infinita (perpendicular al plano mostrado en la imagen) con agua entre ellas, como se indica en la *Figura 4.1* sometidas a una aceleración exclusivamente horizontal. Al acelerarse la pared, debe acelerar necesariamente el agua que se encuentra delante de ella. Esta aceleración, queda comprendida en el plano x-y, pues es infinito en la dirección z. De este modo resulta que el problema de estudio es bidireccional, es decir, podemos pensar que el agua se encuentra comprendida entre membranas transversales al eje del canal.



Figura 4.1: idealización del problema a resolver

El problema de las sobrepresiones sobre una única cortina fue resuelto bajo una serie de hipótesis simplificadoras para vaso semifinito (Westergaard, 1933). Se nombran entonces estas hipótesis:

- El paramento es plano y vertical
- La sección transversal del vaso es rectangular
- En la superficie libre del agua actúa la presión atmosférica
- El flujo es irrotacional
- La cortina y el terreno son infinitamente rígidos
- El movimiento es armónico, simple y estacionario
- El fluido es incompresible
- El fluido no tiene viscosidad
- El vaso es semifinito

Bajo estas asunciones, la solución propuesta resulta:

$$\frac{p}{\alpha \cdot \gamma \cdot h} = \frac{0,816 \cdot \sqrt{1 - \frac{y}{h}}}{\sqrt{(1 - 2,36 \cdot (\frac{h}{1000T}))}}$$

Ecuación en la cual:

p: Sobrepresión por sismo

α : Aceleración como fracción de la gravedad

γ : Peso volumétrico del agua

y: Altura sobre el fondo del vaso

T: Periodo de la perturbación

La mayoría de las hipótesis antedichas pueden considerarse como válidas en el caso de estudio. De todos modos a continuación se citan los efectos de considerar cada una de estas.

4.1.1. Efectos de la forma del vaso

Si el vaso presenta irregularidades en profundidad (es triangular, por ejemplo) puede adoptarse entonces el mismo periodo de vibración que en un vaso rectangular multiplicado por un factor $\sqrt{\bar{h}/h}$ en donde \bar{h} es la altura media del vaso, y h la altura máxima. La distribución de presiones resulta similar a la de una forma rectangular y no se introducen grandes errores si se ignora este efecto. Para una mejor aproximación puede utilizarse el mismo coeficiente que para la corrección del período fundamental del líquido.

En cuanto a la longitud semifinito queda demostrado que para relaciones de altura-longitud del vaso mayores a 5 las presiones no difieren a fines prácticos de las calculadas para un vaso semifinito (Bustamante, 1963).

Respecto de la irregularidad en planta no es válida la misma conclusión. En este caso puede haber variaciones importantes de la presión.

4.1.2. Efectos de la rugosidad del vaso

Al aumentar la rugosidad del vaso disminuye la reflexión de las ondas en el paramento opuesto y por tanto induce una disminución de las presiones en la pantalla de estudio. En principio resultarían válidos los estudios que ignoran la compresibilidad del agua, aunque esta es notable para vasos de más de 100 metros de profundidad y en el caso de estudio son nulos. Además, los paramentos no son rugosos.

4.1.3. Efectos de la forma de la pantalla

Este problema ha sido resuelto por Zangar (1953), bajo la hipótesis de incompresibilidad del fluido. Esta resulta inadmisibles para cortinas altas, induciendo errores de hasta 20% o 51% para presas de 30 y 180m respectivamente. En ambos casos los errores resultan del lado de la inseguridad. Si el paramento es inclinado las presiones disminuyen, aunque no sensiblemente y a los fines prácticos puede considerarse que la pantalla es vertical. Si

esta presenta dos inclinaciones diferentes (tiene un quiebre) el problema es de mayor dificultad y se debe realizar un análisis más detallado para no introducir grandes errores.

4.1.4. Efectos de la flexibilidad de la pantalla

Este fenómeno ha sido estudiado por Bustamante (1963), y se concluye que la flexibilidad tanto de la cortina como de la fundación induce a una disminución apreciable de los efectos hidrodinámicos. Esto implica que al no considerarse esta hipótesis se encuentra uno del lado de la seguridad.

4.1.5 Hipótesis de vaso semifinito

Esta hipótesis es la que más alejada se encuentra en el caso de estudio y por tanto se desea realizar un estudio más profundo. Al no ser semifinito el vaso, el líquido queda expuesto a dos tipos de presiones los cuales se describen a continuación.

4.1.5.1 Presiones impulsivas

Este tipo de presiones son producidas por la aceleración de los paramentos y proporcionales a esta. Para contemplar estas presiones se debe recurrir a la función potencial de la mecánica de los fluidos, y recordar que:

$$p = \frac{\delta\phi(x;y)}{\delta t}$$

Esta ecuación fue resuelta para el caso de estudio (Ramirez, 1987) y se obtiene como resultado:

$$p = -\rho h^2 \frac{d \bar{a}}{d x} \left[\frac{y}{h} - \frac{1}{2} \left(\frac{y}{h} \right)^2 \right]_0^h$$

La aceleración \bar{a} se encuentra únicamente si la presión en las dos caras difiere. Esto puede verse ilustrado en la *Figura 4.2*.

Con esto en consideración puede esperarse que las presiones sobre ambas caras del canal sea distinta, y en principio lo que resultaría como una sobrepresión sobre una cara resultaría en un decremento de la presión sobre la otra cara.

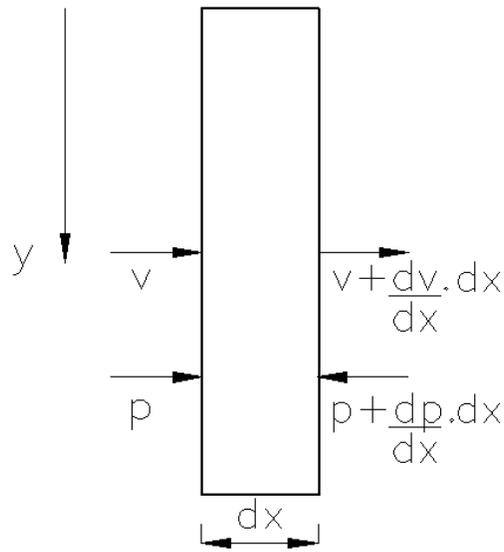


Figura 4.2: Análisis de la velocidad y presión en un ancho diferencial

4.1.5.2 Presiones convectivas

Este tipo de presión es producida por la oscilación del fluido y resultan proporcionales a la amplitud del movimiento. Un fluido tiene un número infinito de modos de vibrar y por tanto puede ser representada como un oscilador de múltiples masas y múltiples grados de libertad. Esto se ve ilustrado en la Figura 4.3.

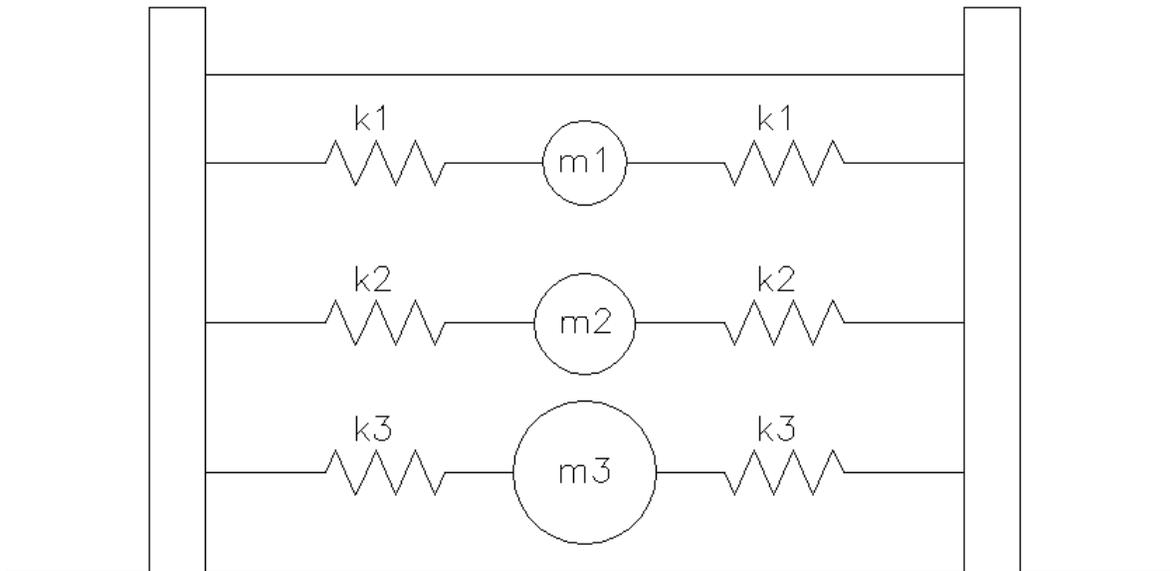


Figura 4.3: Representación de las presiones convectivas en un canal

Sistema en el cual las rigideces y masas vienen dadas exclusivamente por las dimensiones geométricas de la sección transversal. Si el lector desea ahondar en el tema se recomienda leer la referencia bibliográfica 9.

4.2 DETERMINACION DE LA PRESION HIDRODINAMICA EN EL CANAL

En el momento en que se realizó el proyecto el autor no tenía conocimiento de lo explicado en el apartado 4.1. Para resolver el problema se decidió consultar a un experto en la mecánica de los fluidos, el Dr. Ing. Santiago Reyna, profesor titular de la cátedra de Obras Hidráulicas de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba.

La opinión de dicho profesional es que se puede utilizar los métodos convencionales para represas, con la salvedad de colocar sobre un paramento un incremento de la presión y sobre el otro paramento un decremento de la presión, con valores y distribución de presiones idénticos.

El método adoptado fue el de Zanger. En dicho método la presión máxima viene dada por la expresión

$$q_{max} = 0,743.Sa.\gamma.H = 0,27tn/m^2$$

Ecuación en la cual la pseudoaceleración fue la misma que la utilizada para la determinación de las fuerzas máxicas por sismo. En cuanto a la distribución de presiones en altura viene dada por la expresión

$$q_{(y)} = \frac{q_{max}}{H} \cdot \sqrt{H \cdot y}$$

Esta describe una curva que queda comprendida entre un arco circular y una parábola. Finalmente en la *Figura 4.4* se ve ilustrado el esquema de carga utilizado en el canal.

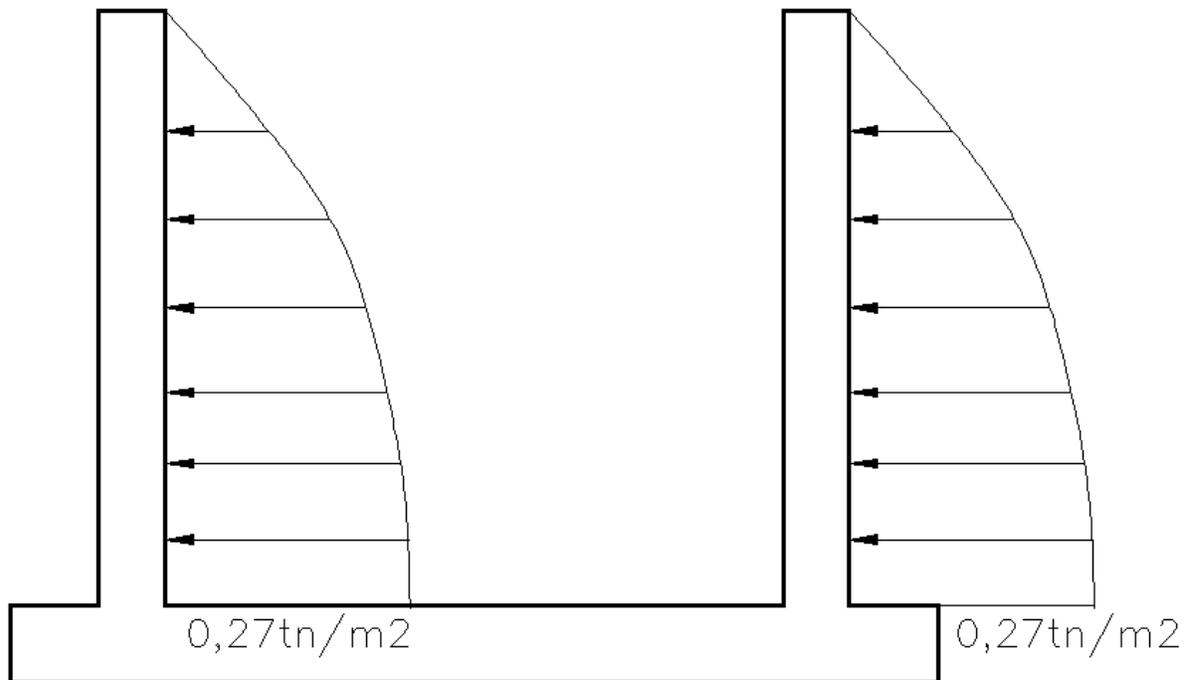


Figura 4.4: Distribución de presiones hidrodinámicas durante el sismo utilizada

Puede verse entonces que la influencia de la sobrepresión hidrodinámica no es muy considerable respecto de la presión hidrostática. En efecto, esta representa tan solo un 10% de su valor. No obstante, debe recordarse que la influencia de las sobrepresiones por sismo en reservorios de líquidos aumenta conforme aumenta la altura del líquido, y por tanto en caso de tener alturas elevadas debe realizarse un análisis que considere este fenómeno.

5. DETERMINACION DE LAS SOLICITACIONES

5.1 GENERALIDADES

La determinación de esfuerzos es un proceso cuyo objetivo es conocer las solicitaciones máximas de una estructura o componente estructural. Esto se realiza a los fines de poder verificar si las secciones propuestas de hormigón en el predimensionado resultan satisfactorias o si, caso contrario, deben ser objetivo de un ajuste. Este último puede deberse a una flexibilidad excesiva de la pieza que puede inferir deformaciones inadmisibles, o a que la pieza trabaja por encima o muy por debajo de la tensión de rotura del material. En el primer caso se debe agrandar la pieza para disminuir las tensiones, mientras que en el segundo se debe reducir la sección debido a que se estaría subutilizando el material.

Una vez realizadas las verificaciones mencionadas en el párrafo anterior, con los esfuerzos obtenidos se deben calcular las armaduras necesarias. En el corriente informe dicho proceso se realiza en el capítulo siguiente.

5.2 DETERMINACION DE LAS SOLICITACIONES

Para realizar con la mayor exactitud posible esta etapa es necesario recurrir a un software de cálculo estructural debido a la enorme potencia que estos proveen. Así, las cuentas manuales quedan relegadas al proceso de predimensionado en el cual no se desea invertir tiempo en una modelización de la estructura, sino tener una aproximación grosera de las dimensiones requeridas. Entonces, el principal inconveniente a sortear por el ingeniero resulta interpretar la realidad para poder representarla adecuadamente mediante un modelo matemático. Para esto fue de gran utilidad la presencia del tutor externo, supervisando y aprobando cada modelo propuesto por el alumno.

5.2.1 Modelización del canal

En esta instancia se utilizó el software *RAM Advanse v.9.0*. Se modeló un tramo de 17,50m, comenzando en un extremo en la junta de dilatación típica entre tramos, abarcando tres vanos completos y medio más. La junta de dilatación siempre es coincidente con una presilla de 1,00m, de la cual corresponde la mitad a cada tramo que conforma la junta. Este es el motivo por el cual en un extremo del canal puede observarse media presilla. Este modelo se encuentra ilustrado en la *figura 5.1*.

5.2.1.1 Condiciones de borde

En cuanto a las condiciones de apoyo se encuentran diferentes situaciones. La junta de dilatación se encuentra totalmente libre debido a que esta materializada mediante un “water stop”, cuya función es específicamente permitir desplazamientos relativos entre los extremos de diferentes tramos de canal para impedir los esfuerzos producto de la carga térmica que supondría un tramo continuo. Por otra parte, los vínculos en el otro extremo deben representar el efecto que ejerce la mitad del canal no modelado sobre el tramo modelado. Así en este extremo se restringe totalmente el desplazamiento a lo largo del eje longitudinal del canal puesto que la rigidez axial del mismo es muy elevada. A su vez

se restringe el giro alrededor de un eje transversal –eje z–. El desplazamiento en este eje no es restringido, lo cual no es estrictamente correcto y debiera ser representado mediante

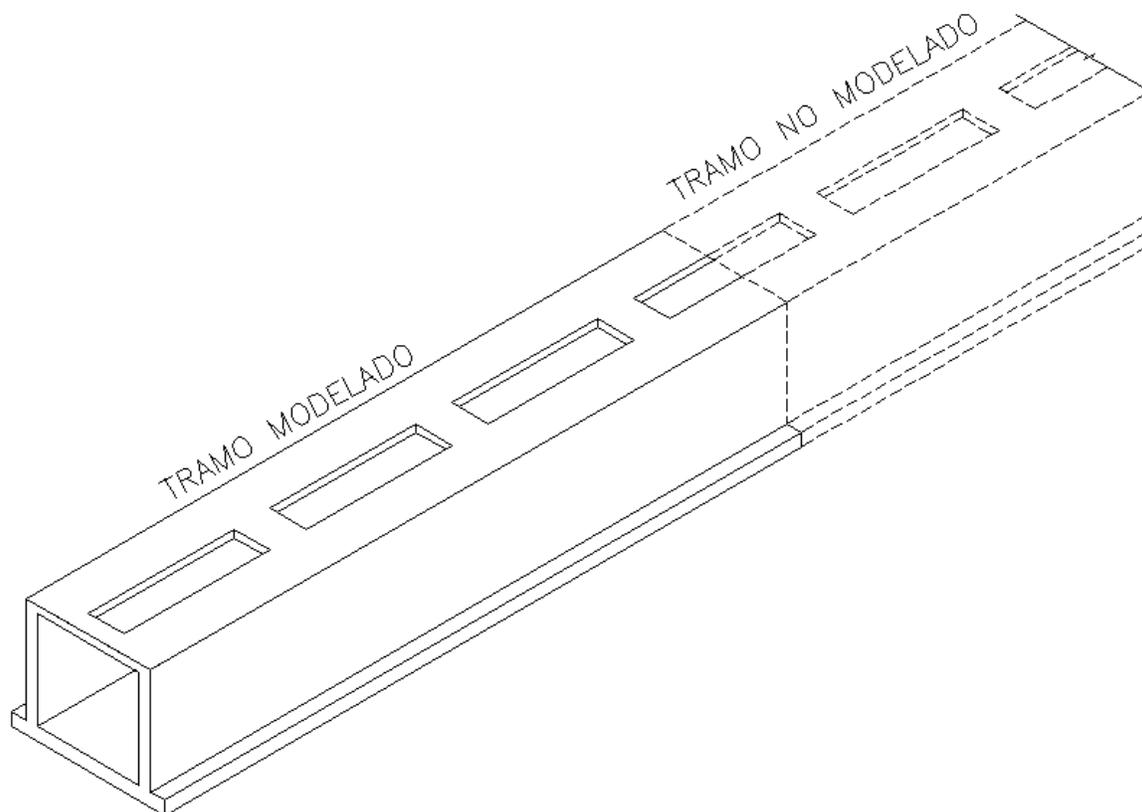


Figura 5.1: Tramo de canal modelado

un resorte traslacional con una rigidez equivalente a la rigidez del tramo de canal no modelado. Este paso no fue realizado debido a que supone una dificultad elevada respecto de la mejoría en la precisión que supone, ya que que si se analizan los esfuerzos del vano medio (de los tres modelados) el error en el que se infiere por la modelización propuesta es baja. Estas condiciones pueden verse en la *figura 5.2*.

Quien restringe los desplazamientos transversales de la estructura –en la dirección del eje z– es la fricción seca que existe entre el suelo cal y la losa de fondo del canal. Este fenómeno se modela como un apoyo, dado que la curva fuerza desplazamiento correspondiente tiene una pendiente muy pronunciada hasta alcanzar un máximo a partir del cual la estructura comienza a desplazarse. A este efecto se suma la cohesión, y en definitiva resulta muy complejo analizar el comportamiento resultante de estos dos efectos para obtener una curva fuerza deformación que permita representar este fenómeno mediante un resorte traslacional. Además se infiere en un error pequeño con este razonamiento ya que los únicos esfuerzos transversales que debe resistir el canal son los causados por el sismo, y estos son sumamente aleatorios (no intentarán desplazar todos

simultáneamente el canal hacia el mismo lado, sino que a lo largo del tramo actuaran en diferentes direcciones).

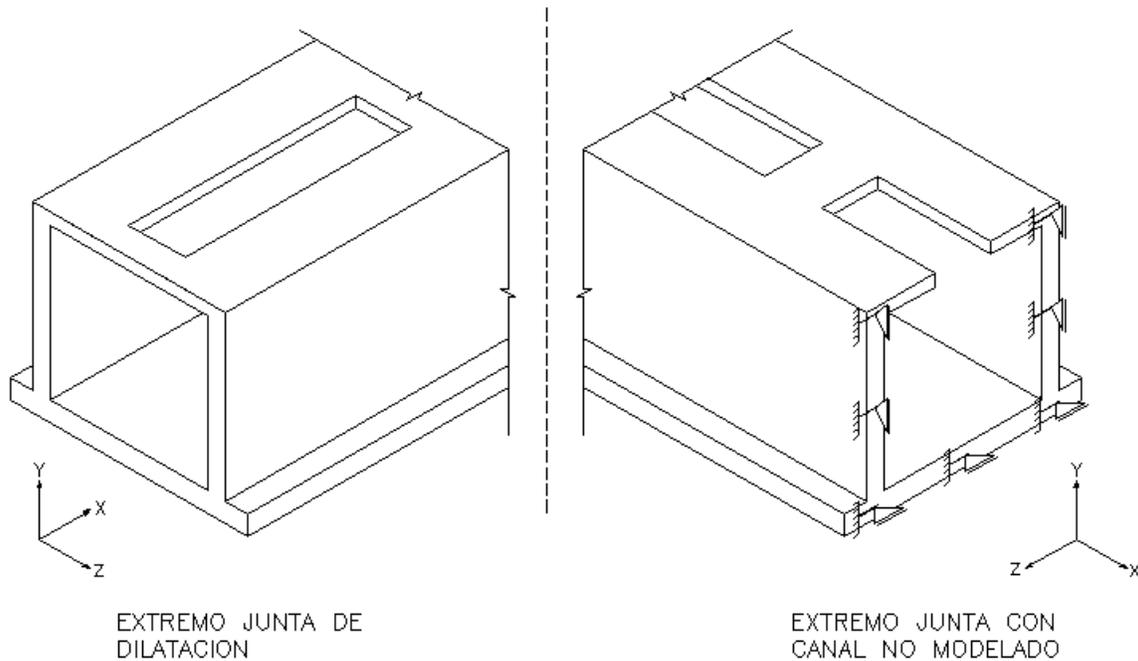


Figura 5.2: Esquema de apoyos en los extremos del canal

La fundación fue modelada inicialmente como un conjunto de apoyos para determinar el periodo fundamental de la estructura. Esto se realizó a los fines de determinar la pseudoaceleración correspondiente para determinar las acciones sísmicas analizadas en los capítulos 3 y 4. El fundamento de esto es que la rigidez dinámica del suelo es muy superior a la estática –obtenida en los estudios de suelo–, y además el tipo de suelo se encuentra contemplado en la tabla 3.1 del corriente informe.

En una segunda instancia y ya calculadas las acciones sísmicas fueron reemplazados los apoyos de la base por una fundación elástica tipo Winkler. Esto es, un conjunto de resortes aplicados sobre los nodos (estos son tratados en el apartado 5.2.1.2) del modelo con una rigidez equivalente a la del suelo sobre el cual se funda el canal. Esta rigidez fue calculada como:

$$K_i = A_i \cdot C$$

Donde:

K_i: Rigidez del resorte traslacional i

A_i: Area de influencia del resorte i

C: Módulo de balasto del suelo

Esta solución permite conocer la distribución de esfuerzos en la fundación y se encuentra ilustrada en la *figura 5.3*. En esta se representa el eje de la losa de fondo y los tabiques, y los nodos sobre los cuales reaccionan los resortes. Puede apreciarse que la rigidez de los

resortes extremos es la mitad de la del resto, y esto se debe a que estos nodos tienen la mitad de área de influencia.

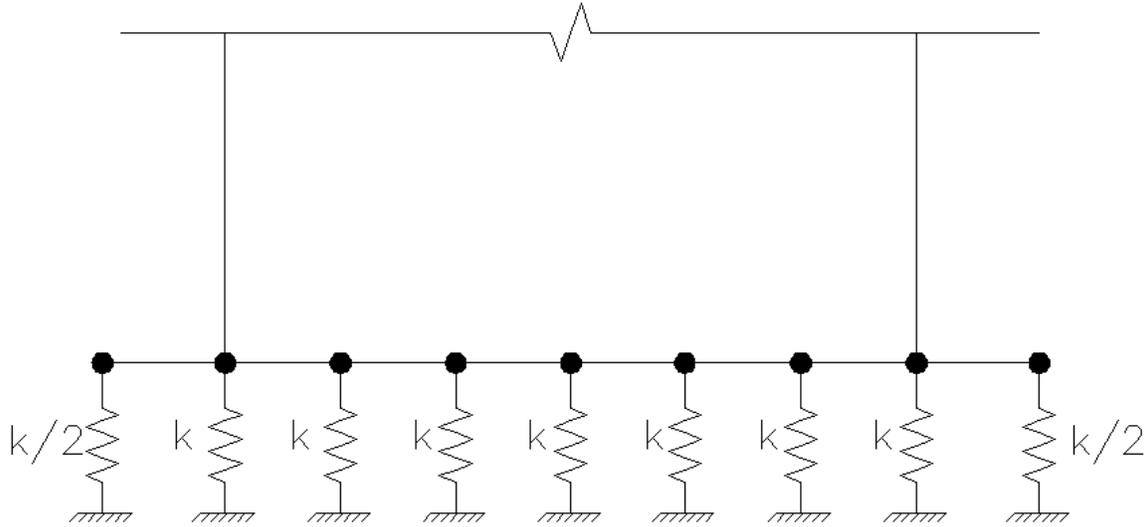


Figura 5.3: Representación de la fundación del canal

5.2.1.2 Representación de la estructura

Para la representación de la estructura se utilizaron elementos tipo placa. Estos son elementos rectangulares los cuales desarrollan la resistencia por una combinación de acciones de flexión y de membrana. Las placas son de forma rectangular y quedan definidas por nodos, cuya función es definir puntos en el espacio referenciados espacialmente a un sistema cartesiano de coordenadas. Así, deben definirse tantos nodos como sea necesario para poder representar todos los miembros de la estructura, resortes traslacionales, resortes rotacionales, fuerzas puntuales, placas, miembros, etc.

Primero se definieron los nodos en una sección transversal del canal, de modo tal que la distancia entre estos sea siempre del orden de 0,50m. Luego se repite esta sección desplazada 0,50m a lo largo del eje longitudinal del canal, de forma tal que las placas sean aproximadamente cuadradas y por tanto mejorando la precisión del análisis. Luego se agregaron nodos en los lugares pertinentes para poder definir las presillas del canal. Esto puede apreciarse en la *figura 5.4*.

Definidos los nodos puede comenzarse con la definición de las placas. En este proceso debe tenerse precaución de definir los ejes locales de los elementos (placas en este caso) en el mismo sentido para facilitar la interpretación de los resultados.

Finalmente resta definir el espesor de las placas y el material. El primer atributo resulta muy simple de interpretar y se obtiene de la geometría del canal. En caso de que el lector no recuerde la geometría se recomienda observar la *Figura 2.1*. En cuanto al segundo atributo, el material y sus características, fue definido un hormigón convencional cuyos valores característicos pueden verse en la *Tabla 5.1*.

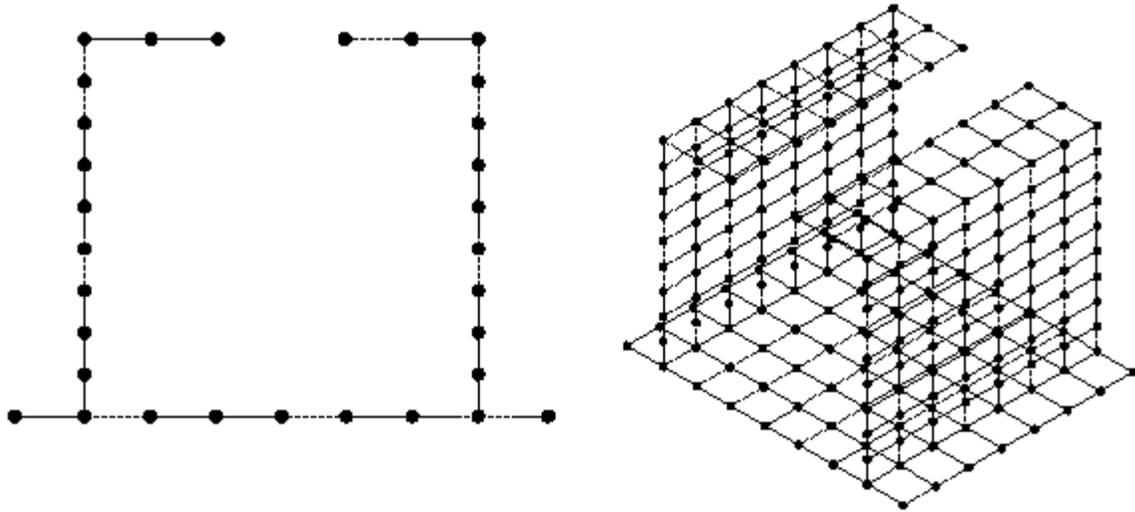


Figura 5.4: Sección transversal y perspectiva del modelo de canal

Tabla 5.1: Datos característicos del hormigón utilizado en el modelo

	Nombre	Hormigón
	Tipo	Hormigón armado
	Propiedades	
	Región del hormigón	US
	Coefficiente de Poisson	0.3
	Peso unitario	0.0024 Kg/cm ³
	Coef. de dilatación térmica	0.00012 1/C
	Módulo de elasticidad del hormigón (Ec)	2.2E+05 Kg/cm ²
	Tensión de fluencia del refuerzo longitudinal (Fy)	4282 Kg/cm ²
	Tensión de fluencia del refuerzo transversal (Fyt)	4282 Kg/cm ²
	Factor Cte. torsión J (0=0.05)	0.05
	Tensión de rotura del hormigón (f'c)	204 Kg/cm ²
	Módulo de elasticidad del acero Es	2.1E+06 Kg/cm ²

5.2.1.3 Cargas sobre la estructura

Los estados de carga utilizados fueron descriptos en el capítulo 3 y 4 del corriente informe. Resta describir la obtención del período natural de la estructura utilizado en el punto 3.2.1.4. Para esto fue necesario cargar la masa asociada a cada nodo, que en todos los casos fue calculada como el volumen próximo al nodo multiplicado por la densidad del hormigón. Realizada esta tarea se realiza un análisis modal espectral de la estructura, para lo cual el programa extrae los datos de la rigidez de los resortes que vinculan las diferentes masas de los elementos tipo placa definidos en el ítem anterior. Los resultados de este proceso se pueden ver en la *Tabla 5.2*.

Tabla 5.2: Resultados del análisis dinámico

FRECUENCIAS POR MODO:		
MODO	W [RAD/SEG]	T [SEG]
1	83.62	0.07514
2	130.95	0.04798
3	223.19	0.02815
4	311.70	0.02016
5	322.66	0.01947
6	323.29	0.01944
7	339.68	0.01850
8	343.30	0.01830
9	354.52	0.01772
10	364.67	0.01723

En la tabla puede verse el valor del período del primer modo de vibración es 0,751, utilizado para la determinación de las acciones sísmicas. Además cabe aclarar que la masa modal asociada a este modo de vibración es del 71,20%, siendo así ampliamente el modo más influyente en los esfuerzos por sismo.

5.2.1.4 Esfuerzos en la estructura

El método utilizado es conocido como “Método de los estados límites” y consiste en enumerar una cantidad de situaciones arriesgadas y cuantificables mediante una magnitud, y asegurar que la resistencia de la estructura resulte superior a la exigencia real de la misma con un margen de seguridad razonable. Dichas situaciones vienen dadas por las distintas normativas bajo el título de “Combinaciones de carga”. En el caso de Argentina quien brinda las combinaciones a utilizar para estructuras de hormigón armado es el reglamento CIRSOC 201 y en cuanto a las acciones sísmicas el INPRES CIRSOC 103, pero en este caso en particular fueron utilizadas las combinaciones de carga del ACI 350-01 en su capítulo 9.2. Esto se debe a que dichas combinaciones contemplan la necesidad de estanqueidad a través de un coeficiente de mayoración de las acciones

para controlar indirectamente la fisuración. Así se obtienen las siguientes combinaciones utilizadas para el canal:

1. $U=1,3(1,4D+1,7L+1,7F)=1,82D+2,21L+2,21F$
2. $U=1,3(0,9D+1,7F)=1,17D+2,21F$
3. $U=1,3(1,05D+1,28F+1,40E)=1,365D+1,664F+1,82E$
4. $U=1,3(0,9D+1,43E)=1,17D+1,859E$
5. $U=0,9D+1,7H$

Donde:

D: Cargas de peso propio

L: Sobrecarga útil

F: Cargas por fluidos

E: Esfuerzos por sismo

H: Cargas por empuje del suelo

Vale destacar que en la quinta combinación prevé la posibilidad de que el canal se encuentre vacío y haya empuje del suelo. En este caso no se utiliza el coeficiente de mayoración 1,3 debido a que una pequeña fisuración en el paramento exterior del canal no compromete la estanqueidad del mismo.

Una vez definidas las combinaciones de carga se introducen en el modelo descrito anteriormente y se determinan los esfuerzos. La transcripción de todos los resultados sería muy extensa y por tanto se muestra en el informe los correspondientes a la primera combinación de carga, el diagrama envolvente de momentos flectores, y las tensiones en la fundación. Si el lector desea analizar los resultados para cada combinación lo puede hacer con el ANEXO MEMORIA DE CALCULO.

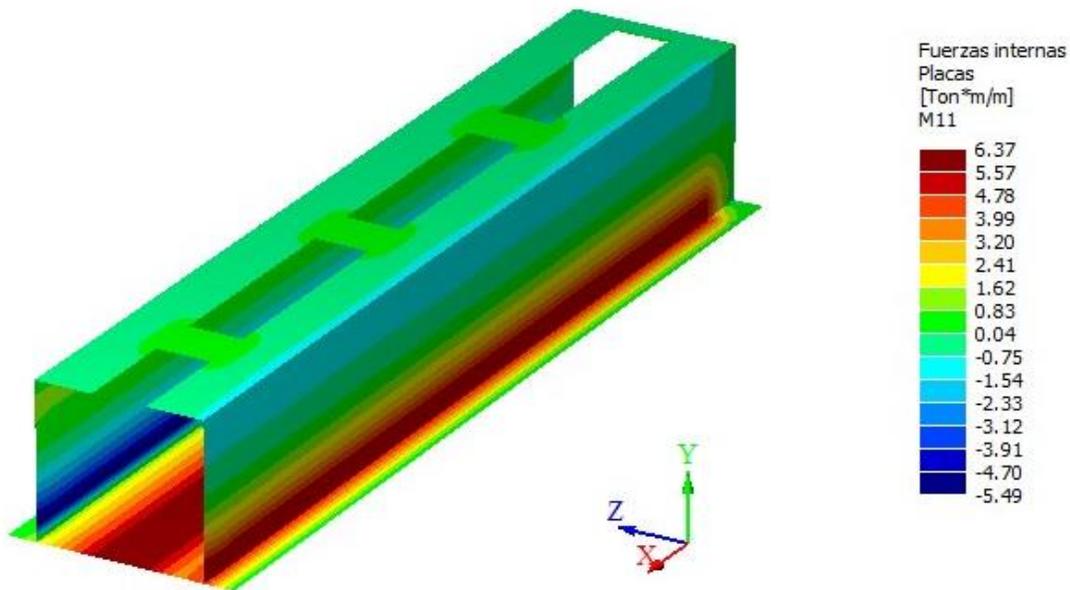


Figura 5.5: Momentos flectores en el canal para la primer combinación de carga

En la *Figura 5.5* puede verse los momentos solicitantes en cada punto del canal. Para una mejor interpretación de los resultados puede graficarse el diagrama de momentos convencionalmente para una sección transversal. Se ha realizado esto para dos secciones características ilustradas en la *Figura 5.6*, y los resultados para la primera combinación de carga se muestran en la *Figura 5.7*.

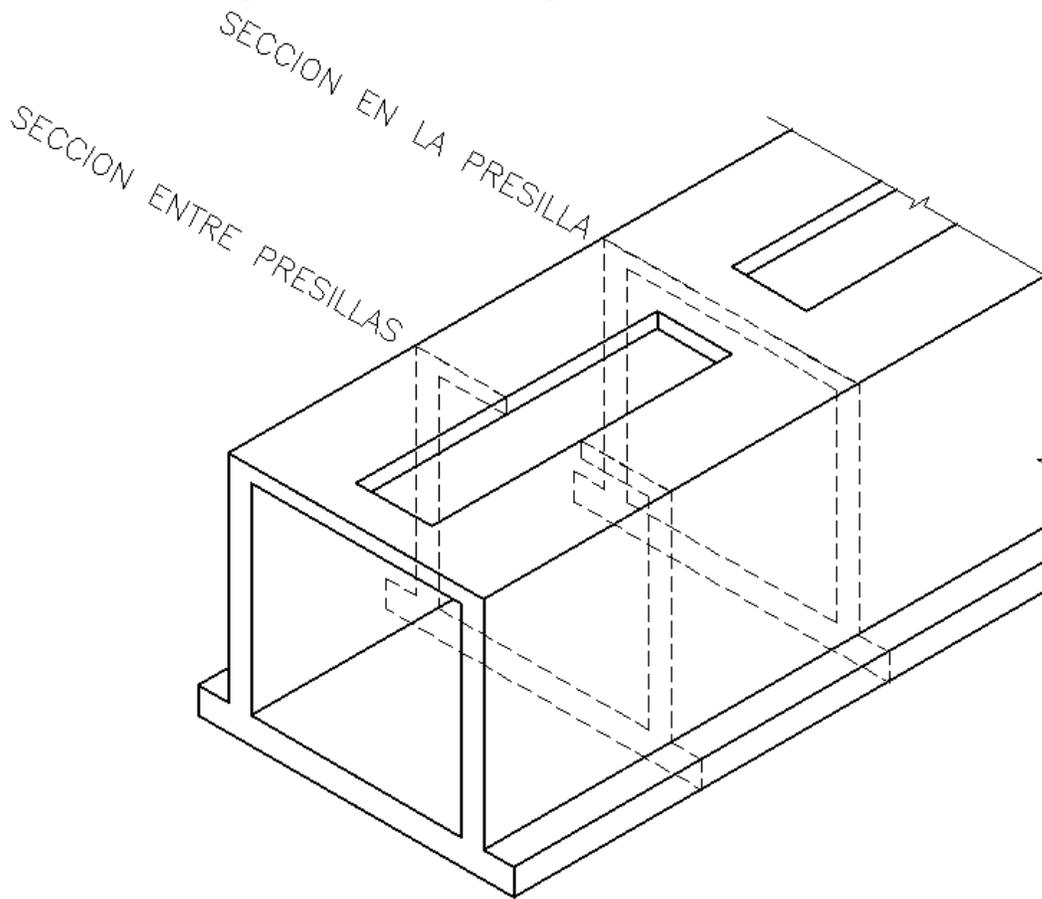


Figura 5.6: Secciones del canal en las cuales se grafican los esfuerzos

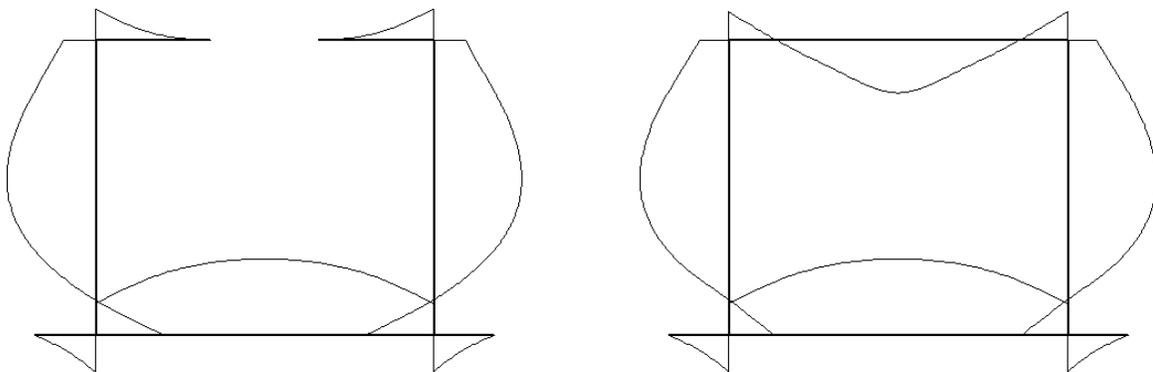


Figura 5.7: Momentos flectores combinación 1 en las secciones de estudio

Para estas secciones se ha graficado el diagrama de momentos flectores para todas las combinaciones de carga. Los esfuerzos en cualquier sección intermedia entre las dibujadas estarán comprendidos entre los correspondientes a estas secciones extremas. Con este razonamiento, se superponen los diagramas resultantes para las cinco combinaciones y para las dos secciones analizadas y se traza una envolvente como la graficada en la *Figura 5.8*. Cabe destacar que el diagrama inicialmente no es simétrico debido a que los esfuerzos por sismo fueron cargados en una única dirección, pero en realidad estos pueden actuar en cualquier sentido.

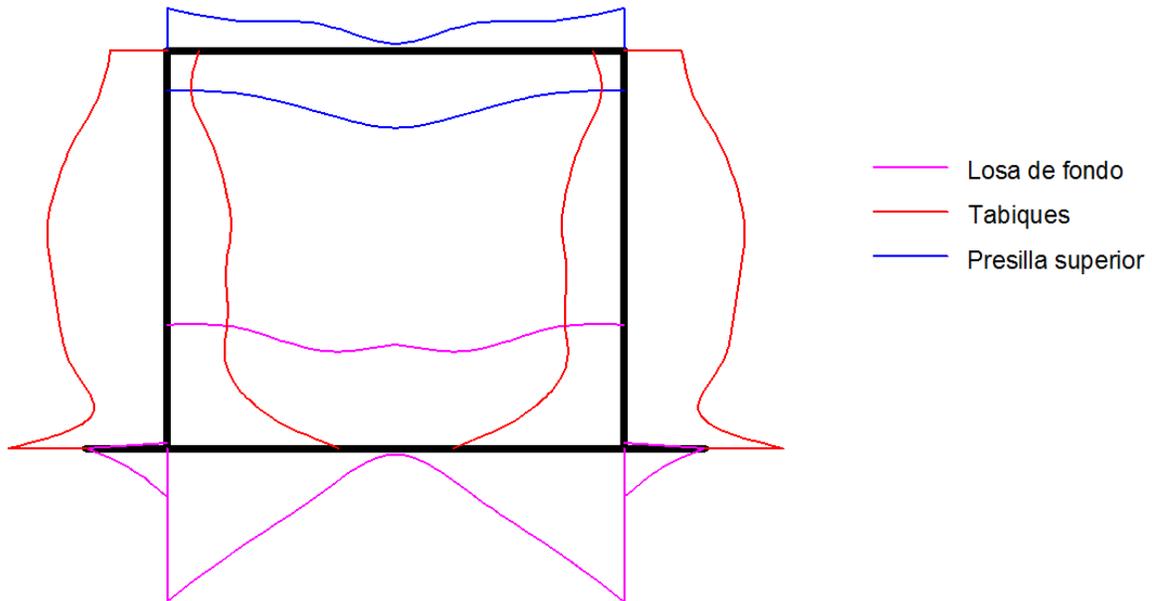


Figura 5.8: Diagrama envolvente de momentos flectores

En cuanto a las tensiones de fundación pueden graficarse en función de la reacción de los resortes que la representan. En este paso fue necesario dividir dichos esfuerzos por un coeficiente de 1,3 que se utiliza para contemplar indirectamente el ancho de fisuración en el caso de que el material en cuestión sea hormigón. Así, se puede graficar una superficie cuya proyección indica la posición x-z de la losa del canal, y su coordenada y (elevación) indica la magnitud del esfuerzo. Este proceso se ha realizado mediante la extracción de datos en forma de planillas desde el software RAM y graficados con la ayuda de una planilla de cálculo. Se obtiene como resultado la *figura 5.9* que representa las tensiones de fundación para la primera combinación de carga. Se ha realizado esto para cada combinación de carga pero carece de sentido ilustrar todas las imágenes en el corriente informe. Si el lector desea observarlas puede hacerlo en el ANEXO MEMORIA DE CALCULO.

Como puede observarse en la *figura 5.9* las tensiones son relativamente bajas (en todos los casos inferiores a 10tn/m^2) y recordando que por debajo se encuentra una capa de

0,20m de suelo cal y una base granular de igual espesor se concluye que resulta innecesario realizar un análisis más detallado de la capacidad de carga del suelo.

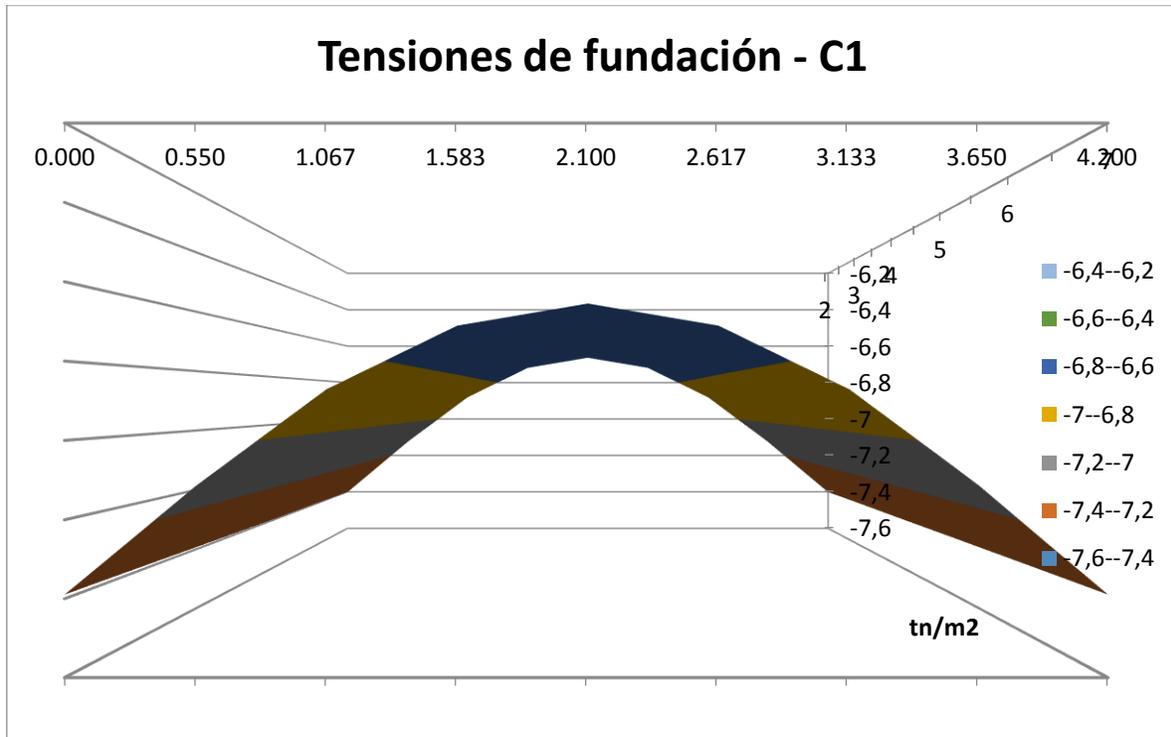


Figura 5.9: Gráfico de tensiones de fundación para la combinación uno

5.2.2 Modelización del muro de contención

Al igual que en el caso del canal, para la modelización de esta estructura se utilizó el software de cálculo estructural *RAM ADVANSE v9.0*. La principal diferencia con el caso anterior es que, en este caso, la estructura se modela utilizando dos tipos de elementos (tipo placa y miembros). Luego se comparan los resultados obtenidos. Este tópico se desarrolla con mayor detalle en el apartado 5.2.1.2.

5.2.2.1 Condiciones de borde

Para comprender las condiciones de borde debe recordarse la *Figura 2.8: Vista lateral de la obra complementaria*. Puede verse que los pozos romanos poseen un acampanamiento en el extremo inferior. Además estos se encuentran fundados sobre un estrato de grava con arena, sumamente rígido. Con esto en consideración puede modelarse esta interfaz estructura suelo como un apoyo infinitamente rígido que restringe el desplazamiento vertical, pero el pilote resulta corto para poder restringir los giros y por tanto sería erróneo modelar la base como un empotramiento perfecto. Entonces, quien resulta encargado de restringir el giro de la estructura es una serie de resortes traslacionales que representan el

Este esquema dicho resulta valido una vez construida la totalidad de la estructura. Debe tenerse en cuenta que durante la etapa constructiva el apoyo brindado por el canal no existirá y por tanto los pilotes solos deberán restringir el giro del muro. Esto supone esfuerzos de flexión muy superiores los cuales serán analizados con mayor detalle en los próximos dos apartados.

5.2.2.2 Representación de la estructura

En este caso la estructura se ha modelado de dos formas diferentes. En el primer caso fue modelada como un emparrillado plano, práctica habitual en la ingeniería estructural debido a que se obtienen los diagramas de momento flector como resultado en vez de un gráfico de colores como el mostrado en la *Figura 5.5* . En una segunda instancia se ha modelado la misma estructura, con las mismas cargas pero con elementos tipo placa, al igual que en el caso del canal. Este modo resultaría en principio una mejor aproximación a la realidad. Además, al modelar el modelo como un emparrillado plano deben reducirse a la mitad la rigidez torsional de todos los elementos. Se ha inferido intencionalmente en el error de no hacerlo para comparar resultados, y comprender si se induce un error perceptible ingenierilmente al realizar esta simplificación.

Por otra parte, se han realizado dos modelos de emparrillado plano. Uno para la estructura terminada en el cual se utilizan las cargas descritas en el capítulo 4 y las combinaciones de carga descritas en el apartado 5.2.2.4, y otro para una etapa constructiva con cargas de servicio y coeficiente de seguridad único e igual a 1,5. Esto se debe a que durante la construcción no existe el apoyo brindado por el canal y los pilotes deben empujar al muro. En este caso los momentos flectores resultan muy altos y debe recurrirse a reducir la altura del suelo sobre el muro. El coeficiente de seguridad descrito se debe a que resulta en un esfuerzo de cálculo exagerado realizar combinaciones de carga para un período de construcción relativamente corto, en el cual es improbable que se produzcan las sollicitaciones límites últimas.

El hormigón utilizado para ambos modelos es el mismo, y fue descrito anteriormente en el apartado 5.2.1.2 en la *Tabla 5.1*.

5.2.2.2.1 Modelización tipo emparrillado plano

Para esta instancia se han utilizado elementos tipo viga con una altura igual al espesor de la losa del muro (25cm) y un ancho de 50cm. Se han incorporado además la viga 1 y 2 como elementos independientes –ver *Figura 2.9*–. Los pilotes se han introducido como elementos tipo viga de sección circular con el diámetro correspondiente. El acampanamiento inferior no se ha modelado, pero se ha dispuesto un apoyo que restringe el desplazamiento del nodo inferior del pilote. Los cabezales no se han modelado debido a que los elementos tipo viga son elementos que cumplen con las hipótesis de Bernoulli, y en un gran cubo de hormigón no resultan válidas. Con todo esto en consideración se ha conformado un modelo como el ilustrado en la *Figura 5.11*.

En el caso del modelo para la etapa constructiva fueron retirados los apoyos perpendiculares al plano, simbolizados con puntos sólidos en la imagen correspondiente. Además las cargas fueron disminuidas, pues en la etapa constructiva únicamente se permite que la altura del suelo alcance la viga dos (fondo de la losa del canal).

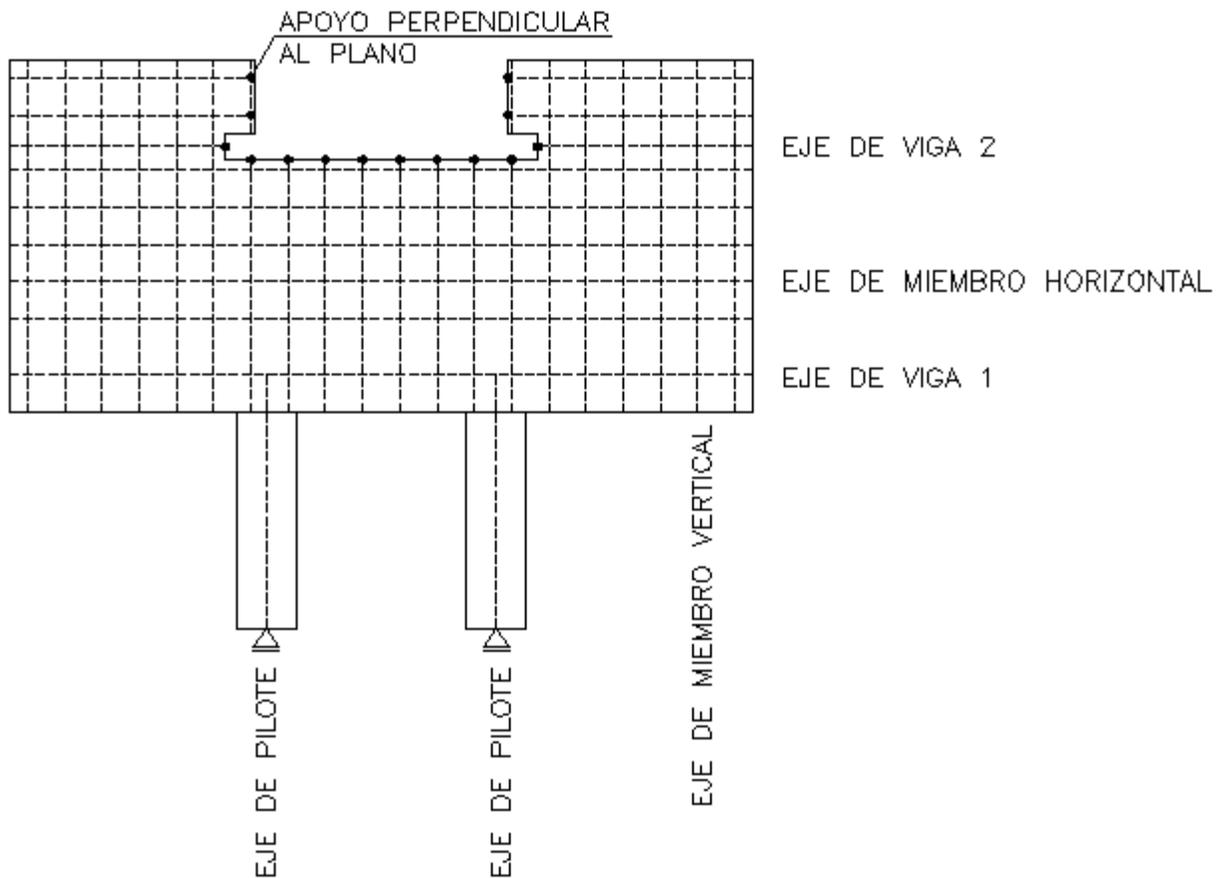


Figura 5.11: Modelo del muro de contención como emparrillado plano

5.2.2.2 Modelización con elementos tipo placa

En esta instancia se modeló con elementos tipo placa, descritos previamente y utilizados también para la modelización del canal. La viga 1 y 2 fueron conservadas al igual que los pilotes, y las condiciones de apoyo se mantuvieron iguales. De este modo resultaron placas de aproximadamente cuadradas y de lado 0,50m. Finalmente el espesor de las placas resulta 0,25m e igual al espesor de la losa del muro. El modelo se encuentra ilustrado en la *Figura 5.12*.

Los nodos y cargas utilizados en este caso resultan idénticos al caso anterior. De este modo se garantiza que la única variable sea las hipótesis utilizadas para el elemento resistente.

5.2.2.3 Cargas sobre la estructura

Las cargas que actúan sobre la estructura fueron íntegramente descritas en el capítulo 4.

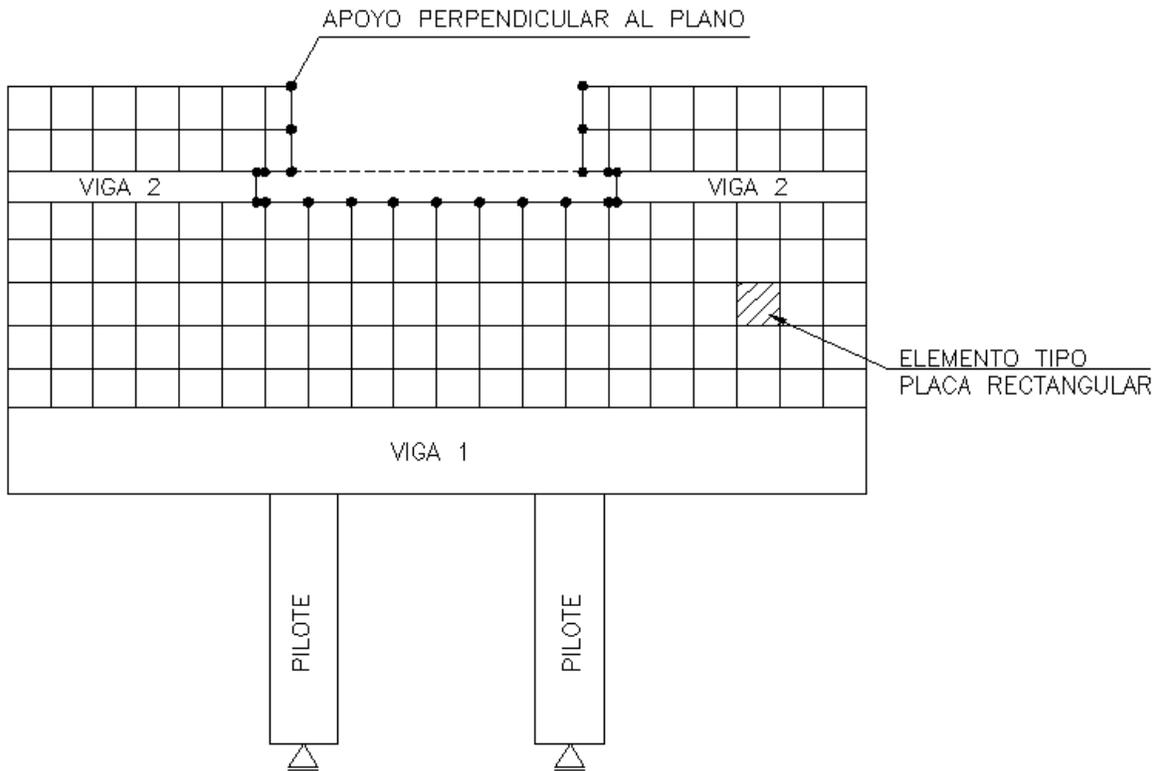


Figura 5.12: Modelo del muro de contención con elementos tipo placa

5.2.2.4 Esfuerzos en la estructura

El método utilizado en esta estructura es el mismo que el visto en el apartado 5.2.1.4. Recordando lo visto en dicho ítem, se habían utilizado combinaciones de carga de la norma ACI 350-01 que nos brinda una herramienta efectiva para contemplar la necesidad de estanqueidad de la estructura mediante un coeficiente de mayoración de las acciones. En este caso dicho requerimiento no existe y por tanto se recurre a la normativa propia del país para determinar las combinaciones de carga.

En este marco se han seleccionado las combinaciones del CIRSOC 201 que se consideraron lógicas teniendo en cuenta que la acción primordial a tener en cuenta es el empuje de suelo (de hecho se verá más adelante que las principales solicitaciones surgen de mayorar dicha sollicitación). Estas combinaciones resultan:

- $C1=1,4D+1,4F+1ES$
- $C2=1,2D+1,4F+1,6L+1,6ES$

Donde:

D: Cargas de peso propio

F: Carga por los fluidos en el canal
ES: Empuje del suelo
L: Sobrecarga útil

Estas combinaciones no contemplan la existencia de un sismo. En el caso de Argentina este tema es estudiado por el *Instituto Nacional de previsión sísmica* y normado por sus reglamentos. En el caso que compete al muro en estudio se debieran utilizar las combinaciones escritas en la normativa *INPRES CIRSOC 103 parte 2*. Estas son:

- $C1=1,2D\pm 1E+f_1L+f_2S$
- $C2=0,9D\pm 1E$

Donde los símbolos que no fueron descriptos previamente son:

E: Efectos provocados por el empuje horizontal y vertical de la acción sísmica.
S: Sobrecarga por nieve

Puede verse entonces que estas combinaciones no contemplan la simultaneidad del empuje del suelo con un sismo. Resulta inapropiado entonces utilizar estas combinaciones para determinar los esfuerzos de una estructura cuya acción predominante es el empuje del suelo. Por estos motivos el autor del informe decide proponer una combinación de carga que contemple dicho estado de carga, y es la siguiente:

- $C3=1,2D+1,2F+1,2L+1ES+1ESS$

Combinación en la cual ESS representa el empuje del suelo bajo la acción del sismo.

Resumiendo, las combinaciones de carga a utilizar en esta instancia serán las enunciadas a continuación:

1. $C1=1,4D+1,4F+1ES$
2. $C2=1,2D+1,4F+1,6L+1,6ES$
3. $C3=1,2D+1,2F+1,2L+1ES+1ESS$

5.2.2.4.1 Esfuerzos en la estructura tipo emparrillado plano

Como se mencionó anteriormente los esfuerzos para este modelo han sido calculados para la estructura en su posición definitiva y para su etapa constructiva. El diagrama de momentos flectores durante esta última (utilizando un coeficiente de seguridad único e igual a 1,5) se ilustra en la parte izquierda de la *Figura 5.13*. Puede verse que el momento solicitante máximo resulta de 69,81 tonelámetros por pilote, lo cual resulta sumamente antieconómico de resistir y es preferible buscar otra solución. Frente a esto se decide limitar la altura del suelo durante la etapa constructiva, de modo de reducir el momento flector en los pilotes. El nuevo diagrama de momentos flectores se muestra en la parte derecha de la imagen. Este último sigue presentando grandes solicitaciones, pero por la escala de la obra resulta conveniente resistir el momento con una gran cantidad de armaduras y no recurrir a un apuntalamiento provisorio u otro tipo de medio para reducir la resistencia requerida.

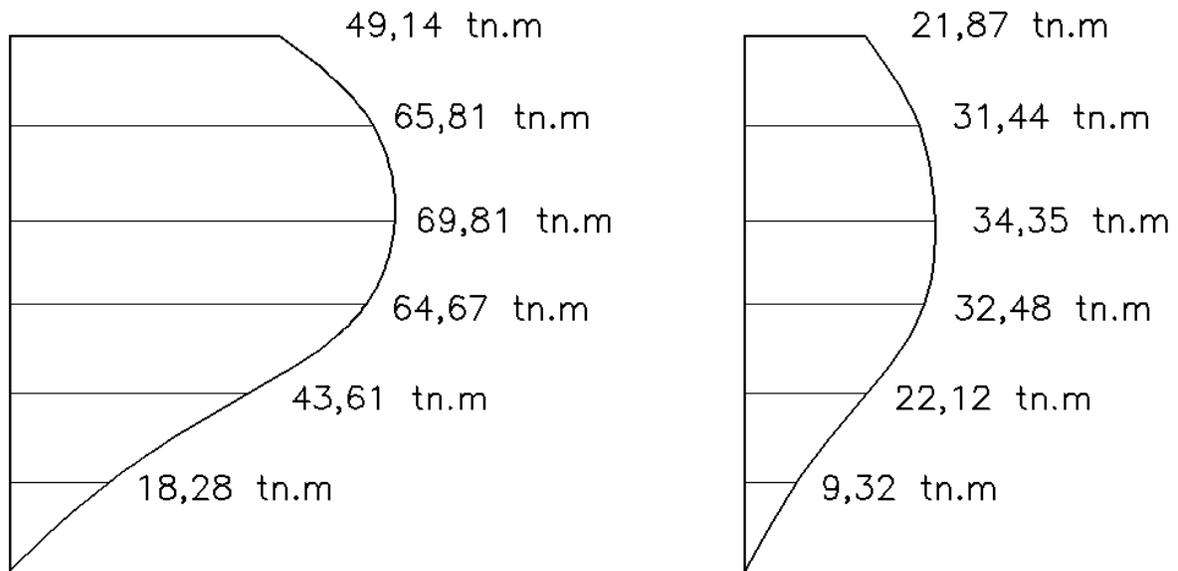


Figura 5.13: Diagramas de momento flector en pilotes

De este modo, el momento flector de diseño para los pilotes viene dado por la etapa constructiva y es 34,35 tonelámetros.

El resto de las solicitaciones resultan mayores en la disposición definitiva y por tanto se muestran estos esquemas. Además, las mayores solicitaciones se presentan para la segunda combinación de carga debido a que esta mayor los efectos del empuje del suelo que, como se mencionó anteriormente, es la acción más demandante. Para comprender el funcionamiento de la estructura se ilustran los diagramas de momentos flectores solicitantes en la *Figura 5.14* y *5.15*, pero sin valores numéricos. Luego se comenta cuales son las mayores solicitaciones en cada elemento.

Puede apreciarse en las imágenes que el momento predominante en la losa del muro es vertical, y esta descarga sobre las vigas uno y dos. A su vez la viga dos, que se encuentra empotrada en la losa del canal intenta restringir el desplazamiento de la viga uno. Esta se apoya a su vez en los pilotes que rotan, debido a que el primer estrato es un limo arenoso con un módulo de balasto relativamente bajo. Por estos motivos la parte superior del muro resulta muy rígida y la carga viaja hacia la viga dos y luego hacia el canal, que toma los esfuerzos como un tensor. Para una mejor comprensión de este tema se recomienda observar la *Figura 5.16*, en la cual se muestra la estructura deformada e indeformada.

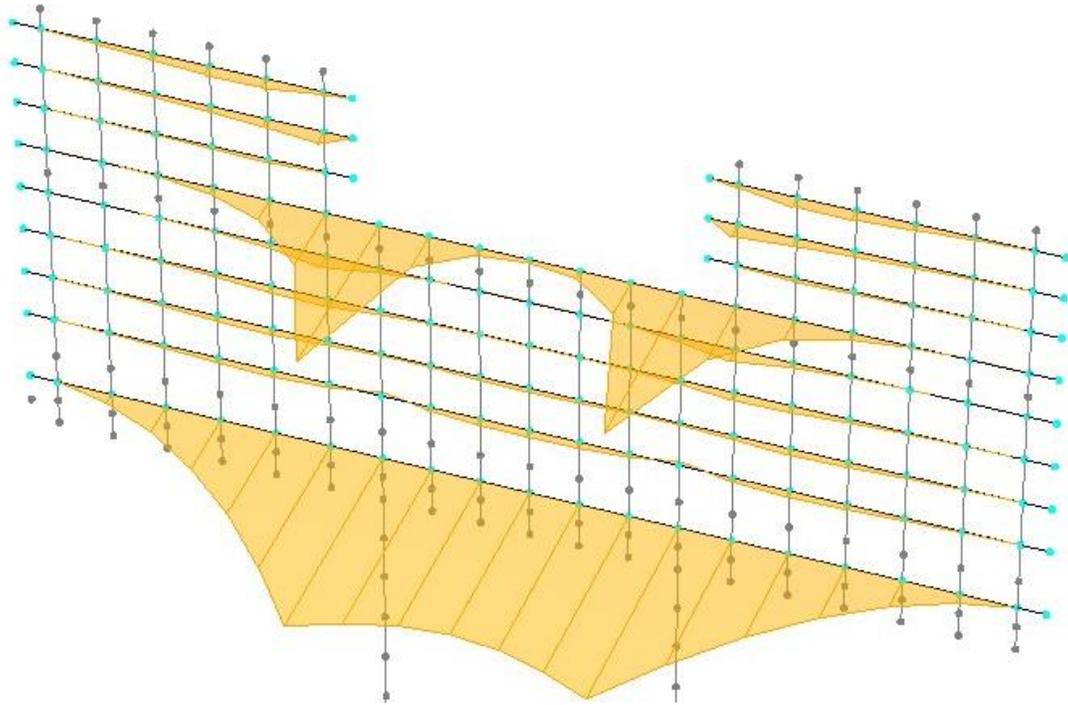


Figura 5.14: Momentos flectores en miembros horizontales del emparrillado plano

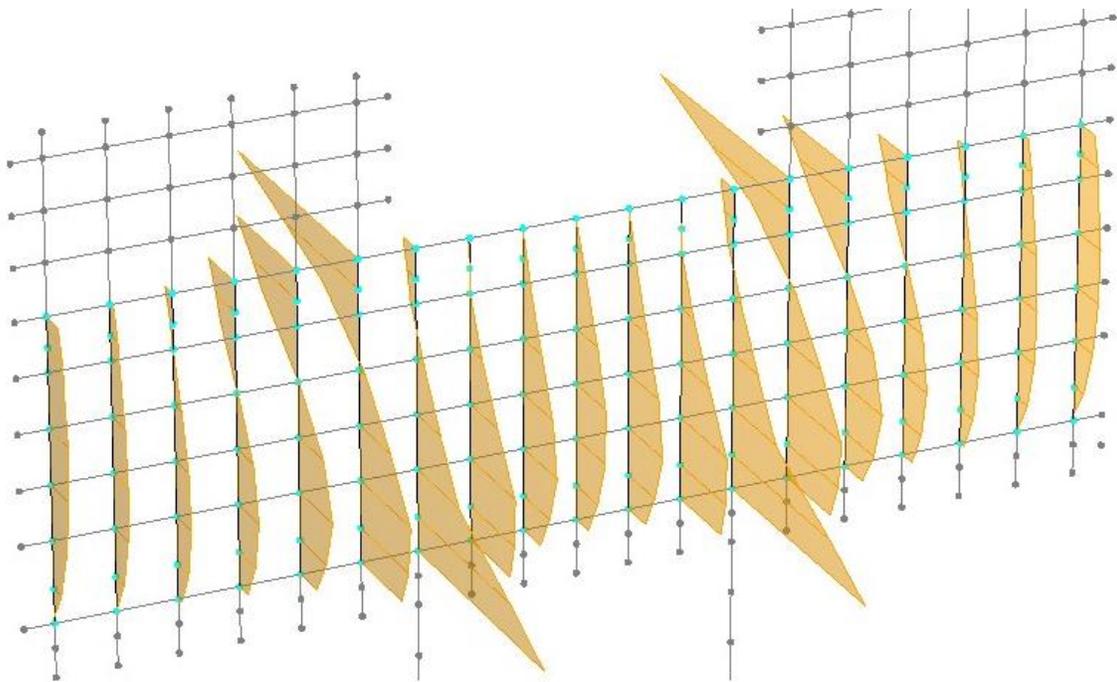


Figura 5.15: Momentos flectores en miembros verticales del emparrillado plano

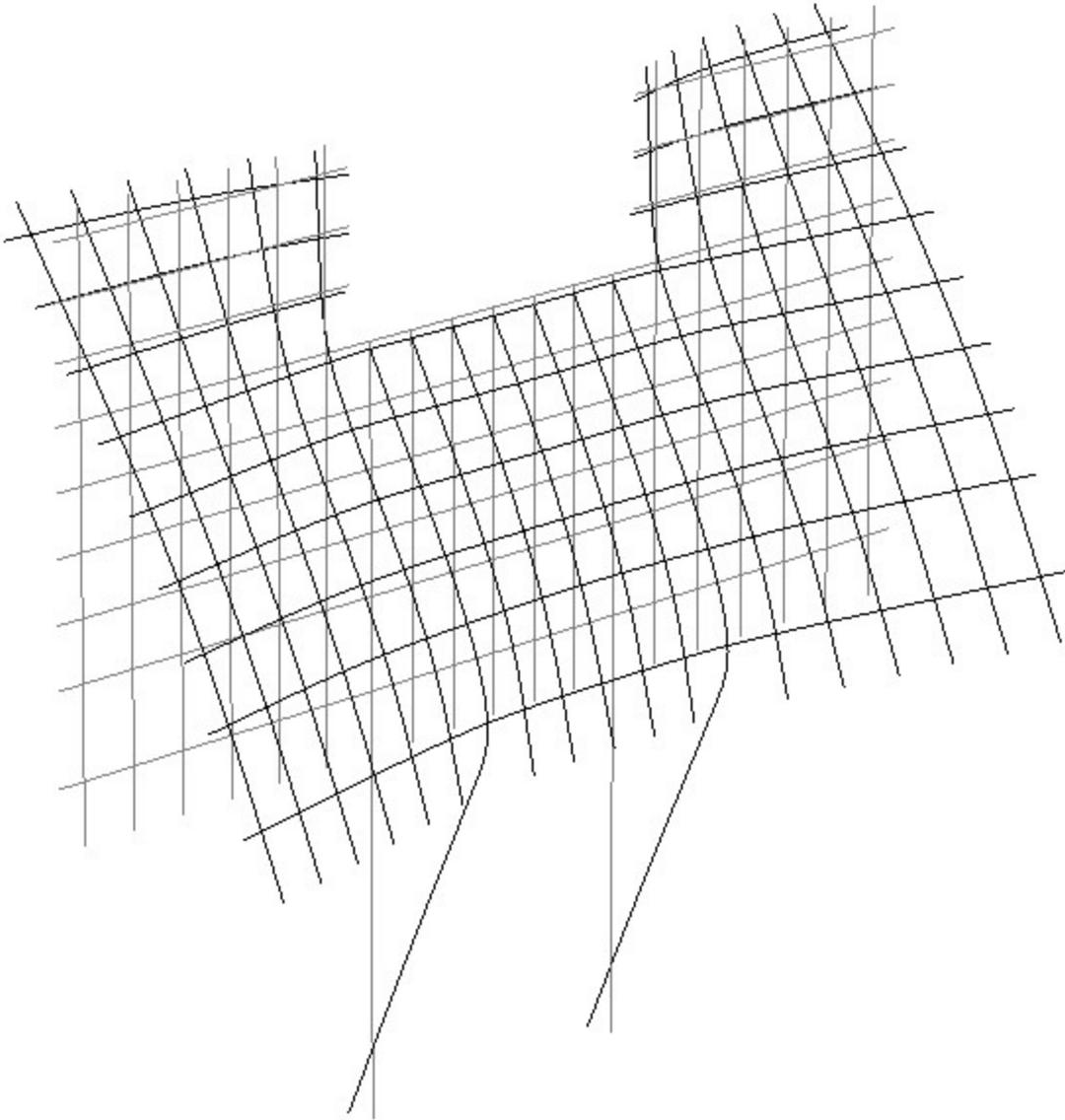


Figura 5.16: Deformada e indeformada de la estructura

Finalmente, como se había mencionado, se transcriben las máximas solicitaciones de los distintos miembros. Estas pueden verse en la *Tabla 5.3*.

Tabla 5.3: resumen de solicitaciones en la estructura (emparrillado plano)

	Pilote	Losa	Viga uno	Viga dos
Momento flector [tnm]	34,35	4,78	27,88	23,04
Corte [tn]	25,59	6,21	14,35	36,76

Se recuerda al lector que puede recurrir al anexo MEMORIA DE CALCULO si desea observar la totalidad de las combinaciones o esfuerzos en la estructura.

5.2.2.4.2 Esfuerzos en la estructura con elementos placa

Este modelo se fue realizado únicamente con fines académicos para comparar con la representación anterior. Además, no se ha modelado la estructura en su etapa constructiva sino en su disposición final. A continuación se muestran los momentos flectores resultantes pero solo sobre la losa del muro, pues sobre las vigas y pilotes se han mostrado en el apartado anterior -5.2.2.4.1- y resultan muy similares.

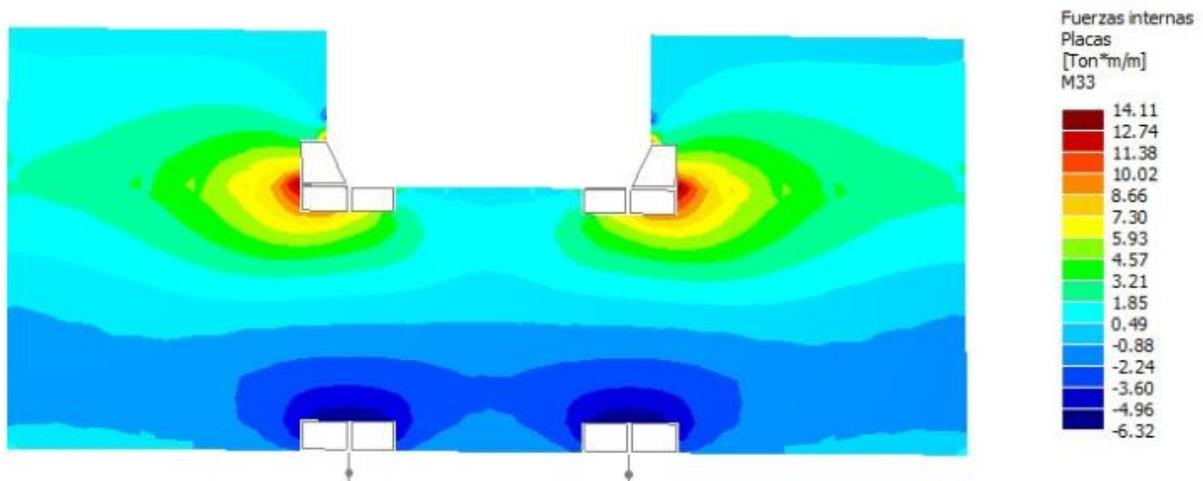


Figura 5.17: Momentos flectores en placas análogas a los vistos en miembros verticales

Se nota en la imagen que no han sido seleccionadas la totalidad de las placas. Esto se debe a que en dichos elementos existen problemas de concentración de tensiones que distorsionan los resultados, ya que alcanzan valores muy altos y se torna la integridad del esquema del mismo color imposibilitando la interpretación de resultados. Estos problemas son propios del modelo y no se darán en la realidad, pues en las placas no seleccionadas inferiores en realidad se encuentran los cabezales de los pilotes. A su vez, en las placas superiores que se pueden ver en blanco en realidad se encuentra el canal que tomará dichos esfuerzos.

Al igual que en el apartado anterior se transcriben las mayores sollicitaciones, pero debe tenerse la precaución de no comparar los resultados directamente, pues en el caso de las placas los resultados vienen expresados en esfuerzo por unidad de longitud, mientras que en el caso anterior los esfuerzos son para vigas de 0,50m, como fue explicado previamente.

Tabla 5.4: Resumen de sollicitaciones en la estructura (elementos placa)

	Pilote	Losa	Viga uno	Viga dos
Momento flector [tnm/m]	-	8,08	30,59	30,83
Corte [tn/m]	-	13,66	14,75	32,83

5.2.2.4.3 Comparación entre ambas modelaciones

Para poder comparar ambas unidades resulta necesario homologar las unidades. Para esto se llevan los esfuerzos por unidad de longitud obtenidos en la modelación con placas a esfuerzos multiplicando por una longitud igual al ancho de los miembros utilizados en el emparrillado plano. Así se puede construir la *Tabla 5.5*, donde en cada casillero se muestra del lado izquierdo la sollicitación máxima en el emparrillado plano, y en el lado derecho la correspondiente al modelo con placas.

Tabla 5.5: Comparación de sollicitaciones entre modelos

	Losa	Viga uno	Viga dos
Momento flector [tnm]	4,78 – 4,04	27,88 – 30,59	23,04 – 30,83
Corte [tn]	6,21 – 6,83	14,35 – 14,75	36,76 – 32,83

Con estos valores puede calcularse la variación porcentual de cada ítem. Para esto se define como base el valor del modelo de placas (por considerarse más representativo de la realidad), y los valores porcentuales negativos representan un incremento en el emparrillado plano respecto al modelo de placas, mientras que valores positivos significan lo contrario.

Tabla 5.6: Variación porcentual en las sollicitaciones

	Losa	Viga uno	Viga dos
Momento flector [tnm]	-18,3%	8,85%	25,26%
Corte [tn]	9,0%	2,71%	-11,97%

Los valores en general no difieren sensiblemente entre ambos modelos, exceptuando el momento flector en la viga dos. Dicho esfuerzo en la losa también presenta una alta variación porcentual, pero esto se debe a su bajo valor, ya que la variación en términos absolutos es muy baja.

6. DETERMINACION DE ARMADURAS

6.1 MARCO TEORICO

6.1.1 El hormigón armado

El hormigón es un material con una gran resistencia a la compresión pero muy baja a esfuerzos de tracción. Para suplir este defecto existen principalmente dos métodos: el hormigón armado, y el hormigón pre o postesado. En los casos analizados en este informe queda descartada la posibilidad de utilizar hormigón postesado por razones constructivas y económicas, y por tanto se debe utilizar hormigón armado.

Este material actúa de forma tal que mientras el hormigón resiste principalmente esfuerzos de compresión, el acero resiste esfuerzos de tracción. De este modo se optimiza las virtudes de cada material y surge un nuevo material relativamente económico (con respecto a estructuras exclusivamente de acero).

Para garantizar que este funcione como un único material se debe dar la perfecta adherencia entre el hormigón y el acero, esto es, las deformaciones específicas de ambos componentes deben ser las mismas. Para comprender esto debe imaginarse que no existe adherencia alguna entre ambos materiales. Cuando la pieza sea solicitada el hormigón se deformará, pero simplemente deslizará sobre la barra de acero de modo que esta no tendrá ningún tipo de carga. El hormigón fallará por tracción por flexión, y el acero, quien debiera tomar este esfuerzo, nunca le fue impuesta una deformación que implique una tensión en este.

6.1.1.1 Tipos de adherencia

Como fue visto en el párrafo anterior, debe existir una adherencia entre el hormigón y el acero, la cual puede estudiarse como tres fenómenos actuando por separado y superpuestos. Estos se citan y explican a continuación.

Adherencia por contacto: Viene dada por la ligazón que existe entre el acero y el cemento, que es un material cohesivo. Depende en gran medida de la rugosidad y estado de limpieza del acero, y no resulta suficiente para garantizar deformaciones específicas iguales.

Adherencia por rozamiento: Siempre que exista un esfuerzo normal a dos superficies existe una fricción que se opone al desplazamiento relativo de estas. Esta fuerza de fricción depende de la magnitud de la carga normal y de una constante denominada coeficiente de rozamiento. De este modo, la fuerza de rozamiento viene dada por :

$$F = \mu \cdot N$$

Donde:

F: Fuerza de fricción

μ : Coeficiente de rozamiento

N: Fuerza normal a las superficies susceptibles de desplazamientos relativos

La fuerza normal en el caso del hormigón armado puede venir dada por diferentes motivos, como la retracción por fragüe, cargas normales a la pieza, entre otras. Este tipo de adherencia constituye un buen mecanismo de adherencia cuando la fuerza normal es constante a lo largo de la barra.

Adherencia por corte: Este tipo de adherencia se da en las barras de acero nervuradas. Para que exista un desplazamiento relativo entre el hormigón y el acero, primero deben fallar las ménsulas de hormigón que se encuentran entre dos nervaduras consecutivas. Este mecanismo resistente resulta el más fiable y es el único que permite alcanzar elevadas tensiones en el acero.

6.1.1.2 Hipótesis de cálculo

El material hormigón armado es complejo de estudiar debido a su diferente comportamiento en compresión y a tracción. A continuación se citan las principales simplificaciones que se utilizan en el cálculo y dimensionado de elementos solicitados a flexión:

- La pieza es lo suficientemente esbelta para considerar que las deformaciones por corte son insignificantes respecto de las deformaciones por flexión. Esta hipótesis es conocida como “*hipótesis de Bernoulli*” e implica que las secciones permanecen planas luego de la deformación. Esto implica que las deformaciones varían linealmente con la distancia al eje neutro.
- No se tiene en cuenta la resistencia del hormigón a tracción. Esto se debe a que, si bien en la mayoría de las secciones el hormigón contribuye a resistir los esfuerzos de tracción, cuando se alcanza su tensión de rotura se provoca una fisura. Justo en esta sección quien deberá tomar la integridad de los esfuerzos de tracción es el acero, y por tanto se debe dimensionar toda la pieza con la cantidad de acero suficiente para tomar las tracciones que se produzcan.
- Existe adherencia perfecta entre el hormigón y el acero. Este requerimiento fue explicado en el apartado anterior. Resulta muy difícil elaborar una ley de deformaciones entre ambos materiales que no sea la adherencia perfecta. Esta hipótesis puede ser expresada como:

$$\epsilon_s = \epsilon_c$$

Donde:

ϵ_s : Deformación específica del acero

ϵ_c : Deformación específica del hormigón.

6.2 DISPOSICIONES REGLAMENTARIAS

En el desarrollo de la práctica profesional el alumno trabajó, como se mencionó en el capítulo 1, en una parte del proyecto. En tareas anteriores del proyecto las piezas de hormigón armado fueron proyectadas con el *CIRSOC 201-82*, reglamento que se encuentra basado en las normas alemanas *DIN 1045*. A los fines de ser consistente con el proyecto, las piezas fueron verificadas con la normativa anterior a la vigente, es decir, el *CIRSOC 201-82*.

Dicho reglamento se diferencia en varias cosas del vigente, basado en la normativa estadounidense, que vale la pena aclarar. Las principales diferencias que incumben en el dimensionado de elementos flexionados se numeran a continuación:

- La normativa anterior trabaja con las tensiones de servicio mayoradas por un único coeficiente de seguridad que varía entre 1,75 y 2,10, dependiendo si la falla tiene preaviso o no. Este último se entiende como la fisuración ocasionada por la armadura traccionada. Las tensiones resultantes luego de aplicar el coeficiente se conocen como solicitaciones últimas. Por otra parte, en la normativa actual las solicitaciones últimas surgen de combinaciones de carga, como las citadas en el capítulo 5.
- El *CIRSOC 201-05* utiliza distintos coeficientes para minorar la resistencia de la pieza dependiendo el tipo de solicitación y tipo de falla. En contraparte, el *CIRSOC 201-82* utiliza “*tensiones admisibles*” menores a la tensión característica del hormigón en cuestión. Esto puede verse en la *Tabla 6.1*.

Tabla 6.1: Valores de cálculo según *CIRSOC 201-82*

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Resistencias características del hormigón σ'_{bk} (ver Tabla 3)	4	8	13	17	21	30	38	47
2	Valores de cálculo β_R (ver anexo a este art)	3,5	7,0	10,5	14	17,5	23	27	30

- Ambos reglamentos difieren también en la definición de “*Resistencia característica*”. El más antiguo la define como: “*Para una clase de hormigón, es el valor estadístico de la resistencia que corresponde a la probabilidad que el noventa y cinco por ciento (95%) de todos los resultados de ensayos de la población supere dicho valor*”. –ítem 2.4.5-. Según la normativa vigente, la definición es idéntica con la salvedad que el valor se reduce a un noventa por ciento (90%).

Por otra parte el alumno ha utilizado el *CIRSOC 201-05* para corroborar otro tipo de exigencias. Entre estas, se encuentran las cuantías mínimas, cuantías mínimas en elementos traccionados, resistencia al corte, limitación de armadura a cortante, separación de armaduras, entre otras. Los artículos correspondientes se nombran conforme sean utilizados en el dimensionado y verificación de las secciones.

6.3 CALCULO DE ARMADURAS NECESARIAS

6.3.1 Longitud de anclaje

Para determinar las armaduras necesarias en cada sección resulta indispensable conocer los esfuerzos. Estos fueron determinados previamente en el capítulo 5. A su vez, el momento flector en cada miembro no es constante a lo largo de este sino que varía sección a sección. Esto implica que cada sección requiere una cantidad de armadura diferente. A su vez, las barras de acero requieren una longitud de anclaje y decalaje a partir de la sección en que la armadura ya no es necesaria. Estos fenómenos se describen brevemente a continuación:

Longitud de anclaje: La longitud de anclaje es una longitud a partir de una sección tal que permite que la armadura alcance su tensión de fluencia en dicha sección. Esto es, la barra debe ser embebida en hormigón una distancia suficiente para transmitir los esfuerzos. Si este requerimiento no se cumple, cuando la armadura alcance tensiones altas la barra simplemente deslizará y quedará sin carga, fallando la pieza de forma frágil. Este concepto se ilustra en la *Figura 6.1*.

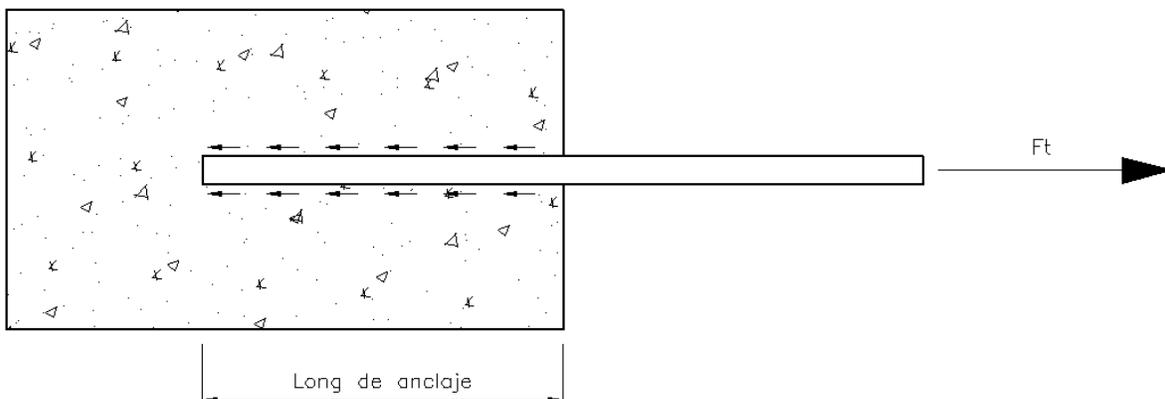


Figura 6.1: Longitud de anclaje

Decalaje: Si se produce una fisura por corte en un elemento solicitado a flexión, puede producirse un corrimiento de la ubicación de la tensión de tracción en la armadura. Este puede alcanzar un valor máximo igual a la altura útil de la sección en caso de no tener armadura al corte, pero en general es menor. Este fenómeno se ve ilustrado en la *Figura 6.2*.

Para calcular esta longitud de anclaje necesaria la normativa actual nos brinda en su doceavo capítulo la siguiente expresión:

$$l_a = \left(\frac{12 \cdot f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \lambda}{25 \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b$$

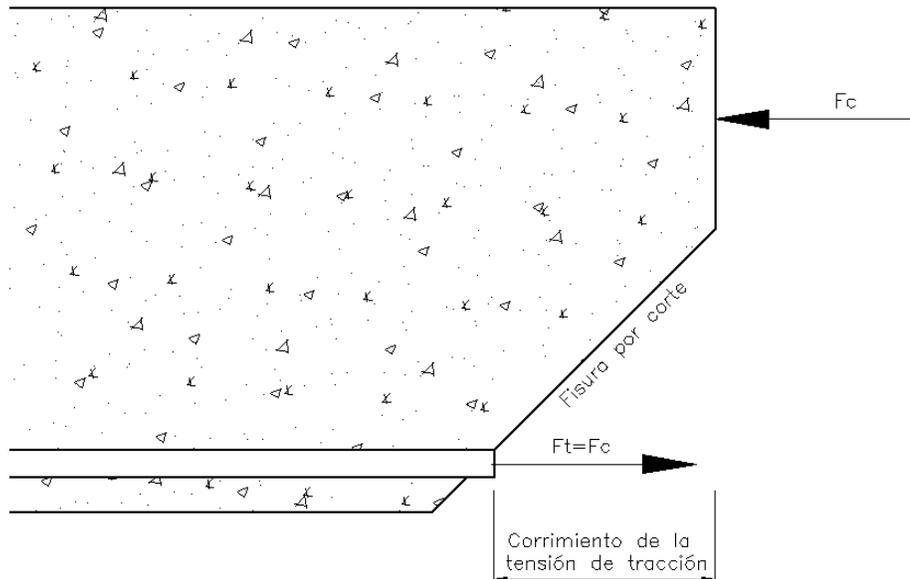


Figura 6.2: Fenómeno de decalaje

Donde:

l_d : Longitud de anclaje

f_y : Tensión de fluencia del acero (420MPa)

ψ_t : Factor que depende de la ubicación de la armadura (1)

ψ_e : Factor que depende del recubrimiento de las armaduras (1)

λ : Factor que depende de la densidad del hormigón (1)

f'_c : Resistencia característica a compresión del hormigón (1)

d_b : Diámetro de la barra (1)

Con los valores indicados entre paréntesis puede conformarse la *Tabla 6.2* en la que se indica la longitud de anclaje requerida para cada diámetro de barra.

Tabla 6.2: Longitud de anclaje requerida para distintos diámetros de barra

Diámetro de la barra	Longitud de anclaje requerida (cm)
8	32
10	40
12	48
16	65

A partir de este punto existen dos posibilidades. La primera es trazar los diagramas de momentos flectores decalados y anclados, esto es, un diagrama de momentos corrido una distancia l_d hacia la zona de momentos menores. La segunda opción es utilizar los diagramas de momento convencionales y corroborar que en todas las secciones críticas la armadura se encuentre convenientemente anclada.

6.3.2 Armadura mínima

Este requerimiento tiene por fin evitar la falla frágil que se produciría en caso que el hormigón alcance su tensión de rotura a tracción. Para evitar esto, se debe colocar una cantidad de acero tal que tenga al menos la resistencia del hormigón a tracción. De este modo, cuando el hormigón falle el acero tomará la carga y, si bien la pieza puede fallar, esta será dúctil. La cuantía mínima viene dada por el inciso 10.5 de la normativa vigente, y las expresiones son:

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{s,min} = \frac{(1,4 \cdot b_w \cdot d)}{f_y}$$

Esto representa una cuantía mínima del 0,33%.

Por otra parte, este criterio puede ser demasiado exigente en casos de flexiones muy bajas respecto de las dimensiones de la sección. En estos casos, el *CIRSOC* permite colocar una armadura al menos un tercio mayor a la requerida por cálculo y omitir las expresiones antedichas.

En los elementos que no se encuentran solicitados a tracción se debe colocar una armadura mínima para controlar la fisuración por retracción por fragüe. Esta viene dada por el capítulo 7, y se corresponde con una cuantía de 0,0018.

6.3.3 Sección de armadura necesaria

La armadura requerida se calcula por equilibrio seccional. Esto, la diferencia entre los esfuerzos de tracción y los de compresión debe ser igual al esfuerzo axial. Caso contrario la sumatoria de fuerzas sería distinta de cero y la sección se aceleraría.

En el caso de flexión pura fijando como punto de pivote una deformación de rotura del hormigón del tres por mil y asumiendo que el acero puede deformarse indefinidamente puede calcularse un plano de falla. Una vez conocido este queda definida la resultante de la tensión de compresión, y asumiendo que la resultante de tracción se encuentra cobaricéntrica con la armadura traccionada puede calcularse el momento resistente como el producto del área de acero a tracción, la tensión de fluencia de este, y la distancia entre ambas.

Por otra parte, si el esfuerzo es flexo axil debe recurrirse a diagramas de interacción para verificar la sección. Estos son diagramas que para una determinada armadura muestran todas las posibilidades de momento y esfuerzo axil que provocan la falla seccional.

En el caso de las estructuras calculadas en el corriente informe se automatizaron los conceptos mencionados anteriormente en una planilla de cálculo. La planilla cumple con la normativa del *CIRSOC 201-82*, y por tanto se trabaja con tensiones admisibles. No obstante se utilizan las combinaciones de carga de la normativa actual, como se mostró en el capítulo 5, en vez de utilizar las cargas de servicio mayoradas por un único coeficiente de seguridad. Finalmente, si bien el hormigón utilizado en las obras es un H-25

según el *CIRSOC 201-05*, se utiliza en las planillas de cálculo una resistencia de 21MPa para contemplar el cambio en la definición de la “*resistencia característica*”.

6.3.3.1 Sección de armadura necesaria en el canal

Primero, se deciden secciones de interés del canal en las cuales se desea conocer la armadura requerida. Hecho esto, se determina con los diagramas realizados en el capítulo quinto la sollicitación en la sección por metro de profundidad. Recordando que los valores obtenidos vienen dados en tn.m/m simplemente se multiplica por 1,00m y el valor es el mismo que el mostrado por el software.

Para poder calcular la armadura se recurre a un artilugio, y se considera solamente un ancho de un metro (en el sentido longitudinal del canal). Luego tanto la losa de fondo, como los tabiques y las presillas se consideran como vigas con altura igual a su espesor, y ancho de un metro. Con las planillas de cálculo mencionadas anteriormente se determina la sección de armadura necesaria. Como esta resulta en una cuantía muy pequeña se la debe incrementar en un 33% para cumplir con los requerimientos anunciados en el apartado 6.3.2. Estos datos pueden verse representados en la *Figura 6.3*.

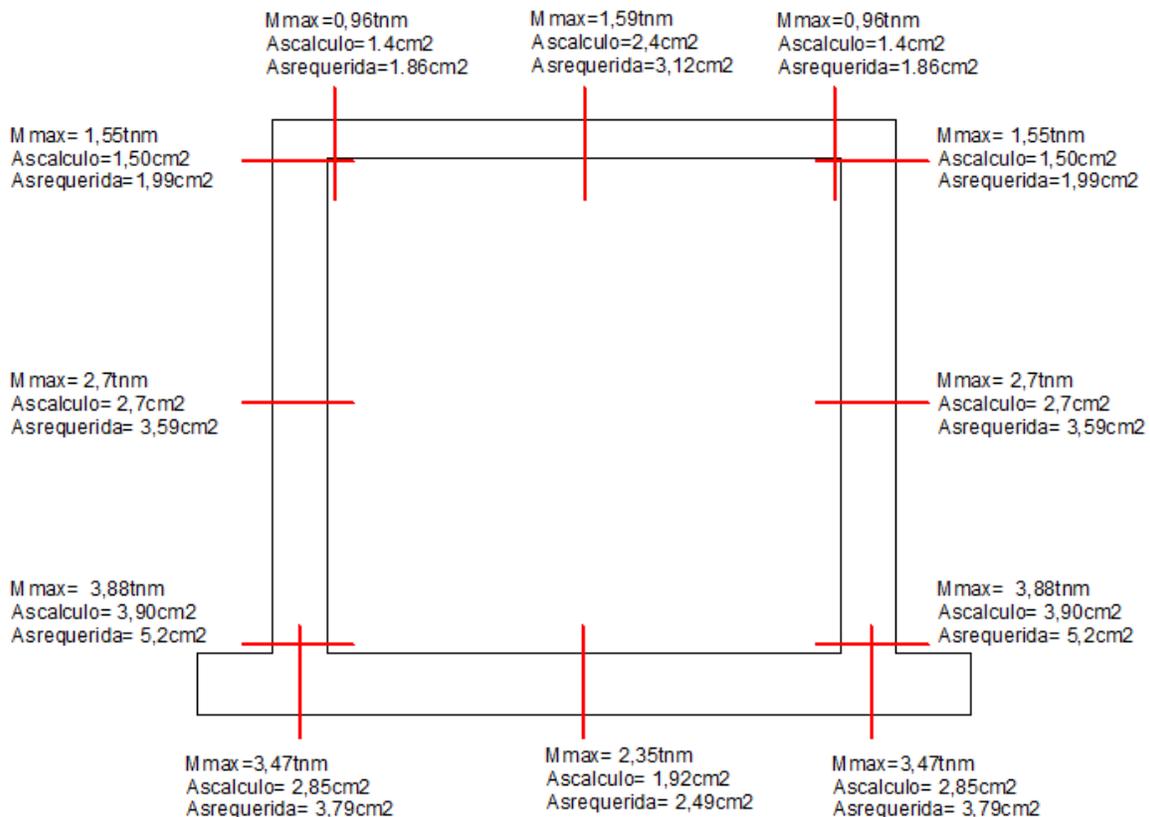


Figura 6.3: Sollicitación y armadura requerida en diferentes secciones del canal

Realizado esto, puede procederse a proponer una armadura que cumpla con estos requerimientos y luego verificarla. Esto se ve ilustrado en la *Figura 6.4*.

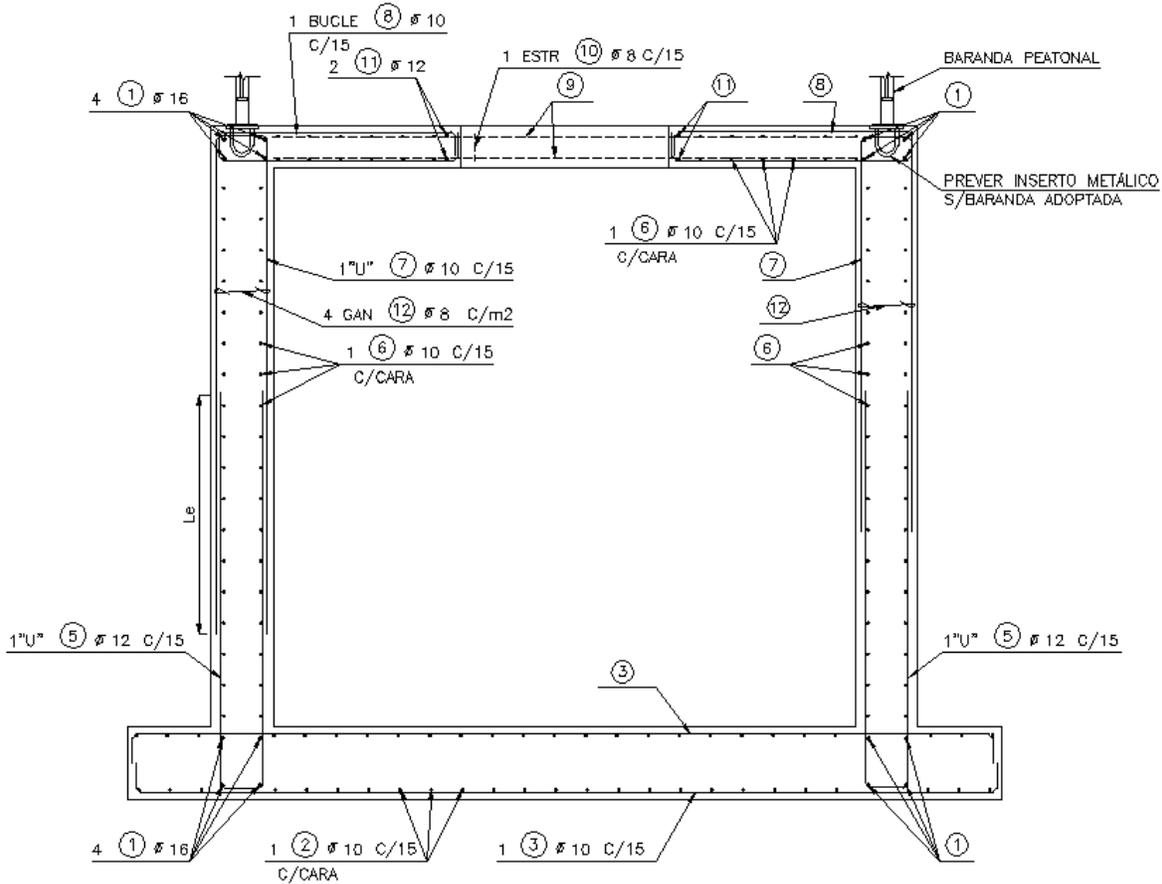


Figura 6.4: Armadura del canal

La armadura dispuesta en sentido longitudinal tiene por fin controlar la retracción por fragüe y cumplir con la cuantía mínima de 0,0018 mencionada previamente.

6.3.3.2 Sección de armadura necesaria en el muro de contención

En esta estructura resulta necesario reconocer dos casos: las vigas y la losa. En el primer caso se puede disponer armadura de corte para resistir dicho esfuerzo, mientras que en el segundo debe ser íntegramente resistido por la sección de hormigón.

Para calcular la losa se procede de igual modo que en el caso del canal. Se toma un ancho de un metro y se determinan las solicitaciones en función del capítulo 5. Las armaduras a flexión se determinan con ayuda de la planilla de cálculo. De este proceso resulta una malla de un diámetro 10mm cada 13 centímetros en sentido vertical, y un diámetro 10 cada 15 centímetros en sentido horizontal. Esto se debe a que las principales solicitaciones, como ya fue visto, se dan en sentido vertical, descargando en las vigas que confinan la losa superior e inferiormente.

Además, se debe verificar que la sección resista satisfactoriamente el corte. Para esto se ha utilizado la normativa actual. La resistencia nominal del hormigón viene dada por la expresión:

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Ecuación en la cual todos los términos han sido descriptos previamente. Luego la resistencia de diseño será:

$$V_d = \phi V_n = \phi V_c$$

El hecho de que V_n sea igual a V_c resulta de que en el caso de la losa no se pueda utilizar armadura de corte.

En el caso de las vigas la armadura longitudinal se calcula de la forma antevista. Se debe considerar que en este caso se puede tomar esfuerzo de corte con armadura transversal. De este modo el corte resistido por el hormigón es el mismo que en el caso de la losa, y el que debe resistir la armadura transversal viene dado por:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$$

Y la armadura de corte se calcula como:

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{V_s}{f_{yt} \cdot d}$$

Donde:

A_{st} : Armadura transversal de la sección

s : Separación entre estribos

f_{yt} : Tensión de fluencia de la armadura transversal.

En la *Figura 6.5* puede verse la armadura de la losa y las vigas uno y dos.

6.3.4 Armadura del tramo k

Como fue mencionado en el capítulo 2, resulta muy difícil hacer un modelo representativo de la realidad para este tramo por las dificultades que este supone en cuanto a interacciones de diferentes materiales y geometría. Por esta razón no se realiza ningún cálculo y se recurre a la experiencia del supervisor externo para determinar la armadura requerida. Se adopta una malla superior e inferior de un diámetro 8 cada 15 centímetros.

Además, con el objetivo de facilitar la tarea en obra, se ha realizado una sección típica de este tramo en donde se muestra como debiera ser la armadura. Esta puede verse en el ANEXO PLANOS en el plano ACDLMC-V176-PL818.

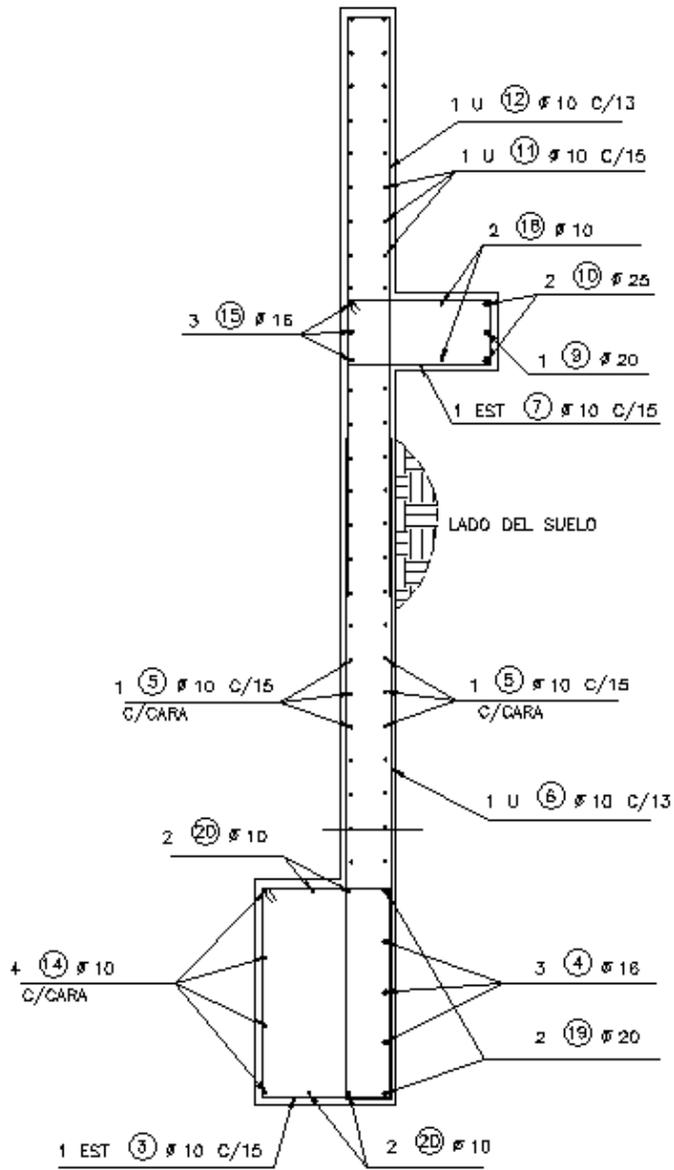


Figura 6.5: Armaduras del muro de contención

7. CONCLUSIONES

El proceso de análisis y diseño estructural resulta mucho más complejo que lo visto durante el paso por la facultad. Las dificultades que surgen son de distintos tipos, como por ejemplo constructivas, errores en obra, mal entendidos, acciones inusuales que no fueron estudiadas, esquemas resistentes poco convencionales, entre otras. De todos modos la facultad ha brindado los conocimientos necesarios para desarrollarse satisfactoriamente tanto en los conocimientos básicos, materias aplicadas y técnicas de planteo, razonamiento y solución de problemas, y también ha transmitido las bases para ahondar en cualquier tópico sin tener mayores inconvenientes.

Cabe destacar la importancia del manejo de un software de cálculo en la cartera de un ingeniero estructuralista. Este permite realizar modelos más complejos de la realidad y analizarlos más rápidamente. A su vez, permite modificar las representaciones de la realidad (cambiar de lugar una viga, las secciones, o los materiales, entre otras variables) con lo cual es relativamente fácil analizar distintos sistemas resistentes y optimizar así el diseño estructural.

No obstante lo mencionado en el párrafo anterior, debe comprenderse que una computadora no debe reemplazar nunca la labor de un profesional. En términos generales, los software resuelven una cantidad de ecuaciones elevada de una forma muy rápida y eficiente (generalmente por el método de la matriz de rigidez), pero no verifican las hipótesis de partida de estas ecuaciones. Además, tampoco logran interpretar los resultados. Contrastar los esfuerzos obtenidos con el análisis con resultados obtenidos de una forma más rudimentaria -a mano- o con resultados de elementos estructurales similares es una tarea indispensable. Esto permite reconocer errores en el modelo, que pueden ir desde tipear mal una carga hasta colocar inapropiadamente una condición de apoyo.

El modelo matemático a ser representado por un software requiere de un gran poder de abstracción por parte del profesional, y la interpretación de resultados una gran maestría parte del mismo. En este contexto se desea destacar el acompañamiento continuo por parte del supervisor externo, corrigiendo los modelos propuestos por el alumno y colaborando con la interpretación de resultados.

Otras dificultades se han presentado en la etapa de predimensionado, pues en una verificación seccional se tienen números objetivos sobre los cuales asentarse, mientras que en el predimensionado se debe recurrir a la aproximación empírica.

Por otra parte destacar que la utilización de diferentes normativas no resulta tan compleja como se hubiera pensado en un principio. Por el contrario, una vez comprendido el fenómeno que se tiene en cuestión, flexión en piezas de hormigón armado en este caso, la interpretación de las diferentes normativas resulta muy simple, pues simplemente brindan distintos acercamientos al problema.

Además se desea mencionar como beneficio particular de esta Práctica Profesional el abordaje del tema de análisis y cálculo de sobrepresiones hidrodinámicas debido a la acción del sismo, y la metodología aprendida en relación con los pasos a seguir en el diseño estructural de un componente de hormigón armado.

Finalmente reconocer el aprendizaje continuo en materia de ingeniería al estar rodeados de profesionales que dedican su vida a ello. Poder dialogar, escuchar, y observar cómo se desenvuelven en su vida profesional, la forma de atacar los problemas, la interacción continua con los clientes, y la interacción con otros estudios de ingeniería expertos en otros tópicos diferentes de las estructuras ha representado un gran avance en la formación profesional del alumno.

8. BIBLIOGRAFIA

1. **Fritz Leonhardt y Eduard Mönning**, (1984). *Bases para el dimensionado de estructuras de hormigón armado*.
2. **Das, Braja. M.**, (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*, Cengage Learning.
3. **Nathan Newmark y Emilio Rosenblueth**, (1976). *Fundamentos de ingeniería sísmica*, Diana.
4. **CIRSOC**, (2005). *Reglamento Argentino de estructuras de hormigón armado*.
5. **CIRSOC**, (1982). *Reglamento Argentino de estructuras de hormigón armado*.
6. **INPRES CIRSOC**, (2005). *Reglamento Argentino para construcciones sismorresistentes*.
7. **INPRES**, (1984). *Normas Antisísmicas Argentinas*.
8. **ACI**, (2001). *Code requirements for environmental engineering concrete structures*.
9. **Aldo Iván Ramírez**, (1996). *Presión hidrodinámica en tanques de almacenamiento producida por aceleración horizontal*.