

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL COMAHUE

FACULTAD DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**ANÁLISIS DE SOLICITACIONES Y DIMENSIONAMIENTO
ESTRUCTURAL DEL VERTEDERO DEL APROVECHAMIENTO
HIDROELÉCTRICO MANDURIACU EN ECUADOR**

Tesis de Grado para obtener el título de:

Ingeniero Civil

Alumno: Giuliano Lanzafame

Director: Ing. Javier H. Buraschi

Co-Director: Ing. Leonardo A. Zovich

RESUMEN

En el presente trabajo se realiza el análisis de solicitaciones y el dimensionamiento estructural del vertedero de un aprovechamiento hidroeléctrico.

El mismo se trata del Aprovechamiento Hidroeléctrico Manduriacu, el cual se encuentra situado en la cuenca del río Guayllabamba a 60 km al noroeste de la ciudad de Quito, Ecuador. El proyecto dispone de un equipo de generación con una potencia instalada o nominal de 58,6 MW y una potencia máxima o efectiva de 65,8 MW. La estructura a analizar es, más específicamente, una pila central que se encuentra vinculada, por medio de un sistema de cables postensados, a una viga muñón, también postensada, que recibe las cargas hidrostáticas e hidrodinámicas a través de los apoyos (en forma de rótula mecánica) de los brazos de las compuertas radiales. La pila se encuentra vinculada, en su parte inferior, a un zócalo que se apoya sobre hormigón compactado.

El trabajo consta de 3 partes bien diferenciadas en capítulos: en la primera se realiza la verificación del sistema de postensado longitudinal de la pila central, en la segunda se realiza la verificación del sistema de postensado transversal de la viga muñón para pasar a la etapa final donde se dimensiona a la pila y el zócalo en forma conjunta para determinar la estructura de hormigón final para resistir todas las combinaciones consideradas.

Se destaca que las cargas hidrostáticas e hidrodinámicas, así como la acción sísmica, condicionan fuertemente el diseño de la estructura, la cual requiere secciones de elevado espesor y cuantías elevadas para resistir los esfuerzos que se generan ante escenarios excepcionales. Ante estas solicitaciones, el resto de las cargas resultan insignificantes sin llegar a condicionar bajo ningún caso a la estructura.

Palabras Clave: Vertedero, Pila, Viga Muñón, Compuerta radial, Postensado

ABSTRACT

In the present work is performed the analysis of solicitations and the structural dimensioning of the spillway of a hydroelectric power station.

The same is the Manduriacu Hydroelectric Power Plant, which is located in the Guayllabamba river basin, 60 km northwest of the city of Quito, Ecuador. The project has a generation equipment with an installed or nominal power of 58.6 MW and a maximum or effective power of 65.8 MW. The structure to be analyzed is, more specifically, a central pile that is connected, through a system of posttensioning cables, to a trunnion girder, also post-tensioned, which receives the hydrostatic and hydrodynamic loads through the supports (in the form of a trunnion pin) of the arms of the radial gates. The pile is connected, in its lower part, to a socket that is supported on compacted concrete.

The work consists of 3 well differentiated parts in chapters: in the first one the verification of the longitudinal posttensioning system of the central pile is carried out, in the second one the verification of the transverse posttensioning system of the trunnion girder is realized to pass to the final stage where the pile and the socket are jointly dimensioned to determine the final concrete structure to resist all combinations considered.

The hydrostatic and hydrodynamic loads, as well as the seismic action, strongly influence the design of the structure, which requires sections of high thickness and high reinforcement ratios to resist the stresses generated by exceptional scenarios. Against these solicitations, the rest of the loads are insignificant since they do not condition the structure under any circumstances.

Keywords: Spillway, Pile, Trunnion Girder, Radial gates, Posttensioning

RECONOCIMIENTOS Y DEDICATORIAS

Al Ing. Javier Buraschi y al Ing. Leonardo Zovich, a los que gracias a su apoyo, conocimiento y buena predisposición me permitieron realizar este trabajo logrando los objetivos previstos.

Al Ing. Sergio Paganini, al que gracias a su conocimiento y buena atención pude analizar y resolver diversos aspectos técnicos y prácticos del trabajo.

A todos mis amigos y compañeros de estudio, que me acompañaron no sólo durante este trabajo, sino también a lo largo de toda la carrera.

A mis padres Marcelo y Claudia y a mis hermanas Antonella y Tania, a quienes dedico este trabajo, porque sin su apoyo y afecto durante toda mi vida no podría haberlo realizado.

ÍNDICE

1	GENERALIDADES.....	1
1.1	Objetivos.....	1
1.1.1	Objetivo Principal.....	1
1.1.2	Objetivos Particulares.....	1
1.2	Introducción.....	1
1.3	Metodología.....	2
1.4	Descripción de la estructura.....	2
1.5	Descripción del vertedero.....	4
2	MARCO TEÓRICO.....	6
2.1	Introducción.....	6
2.2	Alcance.....	7
2.3	Desarrollo del Modelo de Elementos Finitos (MEF).....	7
2.3.1	Principio de Trabajos Virtuales (PTV).....	8
2.3.2	Placas Gruesas. Teoría de Reissner-Mindlin.....	9
2.3.3	Elementos de lámina utilizados en SAP2000.....	12
2.4	Método del Espectro de Respuesta.....	13
2.4.1	Determinación de desplazamientos modales.....	13
2.4.2	Combinación de máximas respuestas modales.....	16
2.4.3	Parámetros de diseño y terminología.....	17
2.5	Apoyo elástico de la estructura.....	18
2.6	Dimensionamiento de la Estructura.....	19
2.7	Determinación de armadura pasiva.....	19
2.7.1	Dimensionamiento a flexión en elementos de lámina.....	20
2.7.2	Verificación a flexión en vigas.....	21
2.7.3	Verificación a corte y torsión.....	21
2.8	Consideraciones para elementos pretensados.....	22
2.8.1	Determinación de pérdidas de pretensado.....	23
2.8.2	Determinación de armaduras por introducción del esfuerzo de postensado.....	25
2.9	Determinación de presiones hidrodinámicas.....	26

3	UNIDADES Y MATERIALES UTILIZADOS	28
3.1	Unidades	28
3.2	Materiales.....	28
3.2.1	Hormigón.....	28
3.2.2	Acero de Refuerzo	29
3.2.3	Acero para Postensado.....	29
4	PLANTEO GENERAL DEL PROBLEMA	30
5	POSTENSADO DE LA PILA CENTRAL.....	31
5.1	Tensiones Límites en Acero y Hormigón	31
5.2	Geometría.....	31
5.3	Sistema de pretensado.....	32
5.3.1	Geometría	32
5.3.2	Esfuerzo de pretensado.....	33
5.3.3	Determinación de pérdidas de pretensado	33
5.4	Cargas	34
5.5	Casos de Carga.....	34
5.6	Verificación de tensiones de contacto.....	35
5.6.1	Caso de Carga A.....	35
5.6.2	Caso de Carga B	36
5.6.3	Caso de Carga C	37
6	POSTENSADO DE LA VIGA MUÑÓN.....	39
6.1	Tensiones Límites en Acero y Hormigón	39
6.2	Geometría.....	39
6.3	Sistema de pretensado.....	40
6.3.1	Geometría	40
6.3.2	Esfuerzo de pretensado.....	41
6.3.3	Determinación de pérdidas de pretensado	41
6.4	Cargas	42
6.4.1	Cargas torsionales y cortantes	42
6.4.2	Cargas para verificación del pretensado.....	44

6.5	Verificación de tensiones en el hormigón.....	48
6.5.1	Pretensado inicial y peso propio.....	49
6.5.2	Pretensado final, peso propio, carga hidrostática y sismo MDE.....	49
6.6	Verificación de resistencia a flexión.....	50
7	DETERMINACIÓN DE ARMADO NO POSTESADO	52
7.1	Cargas de corte y torsión de la viga muñón.....	52
7.2	Armaduras de corte.....	53
7.3	Armaduras de torsión.....	55
7.4	Verificación conjunta de corte y torsión.....	56
7.5	Armaduras en la zona general de introducción del esfuerzo	57
7.5.1	Fuerzas mayoradas de la pila y la viga.....	57
7.5.2	Tensiones de compresión.....	57
7.5.3	Fuerzas de desgarramiento	58
7.5.4	Tracción en los bordes.....	61
7.5.5	Fuerzas de descantillado.....	63
7.6	Armaduras en la zona local de introducción del esfuerzo	63
7.7	Esquemas de armado	64
7.7.1	Armaduras para el postensado transversal	64
7.7.2	Armaduras para el postensado longitudinal	66
8	DIMENSIONAMIENTO DE LA PILA CENTRAL.....	68
8.1	Geometría.....	68
8.2	Modelo computacional	69
8.3	Condiciones de apoyo.....	71
8.4	Estados de cargas.....	72
8.4.1	Cargas permanentes.....	72
8.4.2	Cargas hidrostáticas.....	73
8.4.3	Cargas debidas al sismo.....	75
8.4.4	Cargas hidrodinámicas	77
8.4.5	Cargas debidas al esfuerzo de pretensado	79
8.5	Combinaciones de cargas.....	82
8.6	Resultados del análisis.....	83

8.6.1	Interpretación de esfuerzos.....	83
8.6.2	Esfuerzos flectores y membranales en el zócalo	84
8.6.3	Esfuerzos flectores y membranales en la pila.....	86
8.6.4	Esfuerzos de corte en el zócalo.....	90
8.6.5	Esfuerzos de corte en la pila.....	92
8.7	Dimensionamiento a flexión.....	94
8.7.1	Cuantías mínimas	94
8.7.2	Armaduras requeridas en el zócalo.....	95
8.7.3	Armaduras requeridas en la pila	96
8.8	Dimensionamiento a corte	97
8.9	Esquemas de armado	98
8.10	Estados de servicio.....	100
9	CONCLUSIONES	102
	ANEXO A	103
A	Verificación de elementos postensados.....	103
A.1.	Propiedades y características de los materiales	103
A.2.	Expresiones para la determinación de pérdidas de pretensado	105
A.2.1.	Acortamiento elástico del hormigón	105
A.2.2.	Fluencia lenta del hormigón	105
A.2.3.	Retracción en el hormigón.....	105
A.2.4.	Relajación del acero.....	106
A.2.5.	Fricción.....	106
A.2.6.	Acuñamiento.....	106
A.3.	Pérdidas de pretensado de la pila central	106
A.4.	Pérdidas de pretensado de la viga muñón	107
A.5.	Diagramas de esfuerzos característicos de la viga muñón.....	108
A.5.7.	Peso propio	108
A.5.8.	Pretensado final, empuje hidrostático y sismo MDE	109
A.5.9.	Pretensado final y empuje hidrostático (compuertas desbalanceadas).....	109
	ANEXO B	110
B	Modelación con elementos finitos del vertedero.....	110

B.1. Esfuerzos flectores y membranales de la estructura	110
B.1.1. Zócalo inferior	110
B.1.2. Pila central	111
B.2. Esfuerzos de corte de la estructura.....	113
B.2.3. Zócalo inferior	113
B.2.4. Pila central	115
BIBLIOGRAFÍA	117

1 GENERALIDADES

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Principal

Realizar el análisis de solicitaciones y el dimensionamiento estructural del vertedero del Aprovechamiento Hidroeléctrico Manduriacu en Ecuador.

1.1.2 Objetivos Particulares

- Conocer los elementos y el comportamiento de una presa. En particular, de la estructura a analizar y estudiar en el presente trabajo.
- Estudiar la normativa particular aplicable al diseño de estructuras hidráulicas de hormigón armado.
- Verificar el diseño previsto por la ingeniería básica del proyecto.
- Obtener la información necesaria para el desarrollo de la documentación perteneciente a la etapa del proyecto ejecutivo, conforme a los estándares normativos requeridos.

1.2 Introducción

La provisión de la energía eléctrica es uno de los servicios públicos relevantes para el mejoramiento de la calidad de vida de la población y, en general, para el desarrollo de un país. El crecimiento de la demanda energética, producto del incremento poblacional y económico, del desarrollo de la industria, la tecnología y de los estilos de vida en Ecuador, requiere la implementación permanente de nuevos proyectos de generación eléctrica a fin de satisfacer la demanda en forma técnica, económica y ambientalmente sustentable.

Esto justifica la realización del Aprovechamiento Hidroeléctrico Manduriacu, el cual se encuentra situado en la cuenca del río Guayllabamba a 60 km al noroeste de la ciudad de Quito. El proyecto dispone de un equipo de generación con una potencia instalada o nominal de 58,6 MW y una potencia máxima o efectiva de 65,8 MW.

Dado que la presa se ubica en un valle estrecho formado por el río Guayllabamba, y considerando que era necesario evacuar un importante caudal ($2780 \text{ m}^3/\text{s}$), el diseño del vertedero de excedentes, dispuesto a ambos lados del desagüe de fondo, se establece como un pilar fundamental puesto que debe permitir realizar la regulación de las crecidas, manteniendo el nivel

del embalse dentro del rango de operación establecido y evitando el sobrepaso de la presa, sin descuidar el factor económico y manteniendo niveles de seguridad exigidos por la normativa establecida.

Es así que se genera la necesidad de realizar un diseño que cumpla requerimientos hidráulicos y estructurales, considerando las acciones y requisitos de resistencia establecidos en los Criterios de Proyectos de la obra.

1.3 Metodología

A partir de las recomendaciones de diseño y normativas correspondientes que sustentan el análisis, se procede a realizar el modelado de la estructura en estudio, para lo cual se utiliza como herramienta de ayuda el software de cálculo SAP2000, el cual es un software que incluye la modelación por Elementos Finitos del comportamiento de estructuras de barra, laminares, etc. bajo estados planos de tensión o deformación, sólidos 3D, etc. de amplia utilización en el campo de la ingeniería estructural y, en particular, de las estructuras hidráulicas.

Para el cálculo de la estructura se utilizaron las metodologías básicas del cálculo del concreto estructural y los métodos clásicos de dimensionamiento a resistencia de los distintos elementos sometidos a flexión, cortante, torsión y fuerzas axiales a los que será sometido la estructura. En particular, para la determinación de las armaduras en elementos de lámina se analizan los mapas de armaduras requeridas dados por el software para todas las combinaciones de carga consideradas.

A su vez, se analiza el sistema de cables postesados utilizados en el proyecto y se verifican sus dimensiones y características en función de la demanda impuesta sobre los mismos por las acciones hidrostáticas e hidrodinámicas sobre las compuertas radiales.

Finalmente, se obtiene la información necesaria para el desarrollo de la documentación perteneciente a la etapa del proyecto ejecutivo, (planos de formas, de detalles, de armados y memoria de cálculo). De esta manera, se concluye el trabajo habiendo estudiado, comprendido y verificado la estructura.

1.4 Descripción de la estructura

El proyecto está conformado por una presa a gravedad de hormigón compactado a rodillo, la cual se compone de un desagüe de fondo, vertedero de excesos y obras de captación. Anexas a la presa,

se encuentran la tubería de presión, casa de máquinas, subestación y patio de maniobras, obras de desvío, caminos de acceso y línea de transmisión para transportar la energía generada.

De la totalidad de la estructura presentada anteriormente, en el presente trabajo se realiza el análisis estructural de una pila central del vertedero.

A continuación, se exponen imágenes extraídas del Modelo 3D de la Presa.

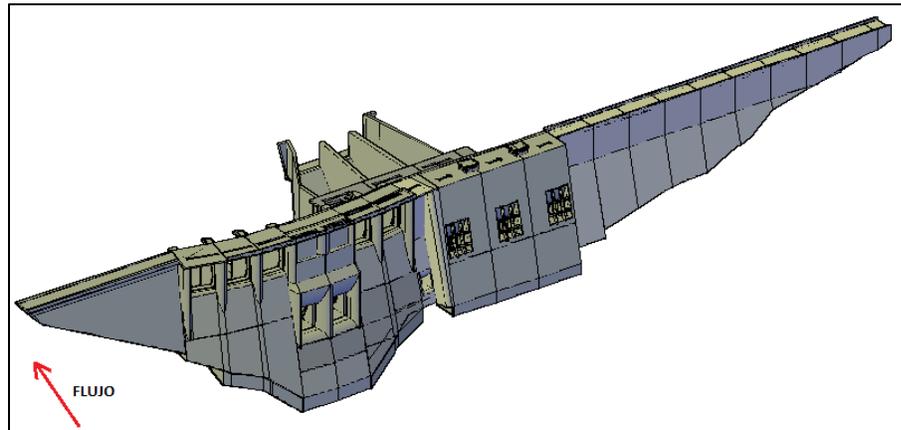


Figura 1.1. Vista desde aguas arriba/abajo

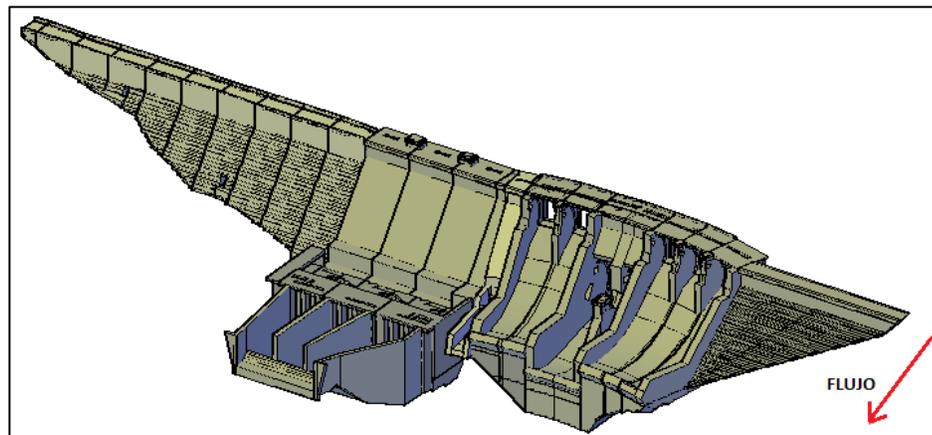


Figura 1.2. Vista desde aguas abajo / arriba

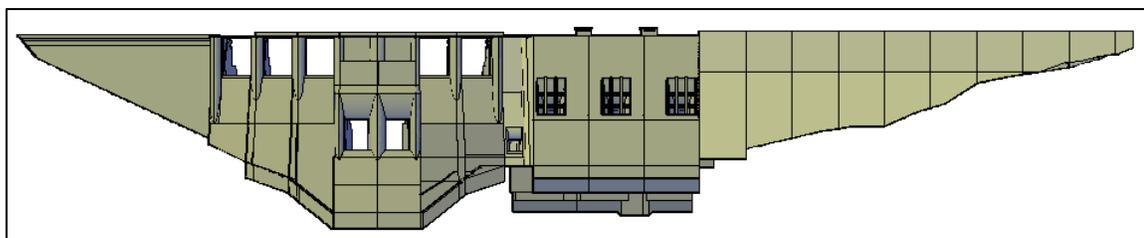


Figura 1.3. Vista frontal

1.5 Descripción del vertedero

Los módulos del vertedero son secciones de la del tipo gravedad. El talud de aguas arriba tiene una pendiente de 0,25H:1V mientras que aguas abajo se diseña con un perfil hidráulico que permite la laminación de las crecidas.

El coronamiento tiene una cota de 495,40 msnm, un ancho total de 10 metros por módulo y sobre los mismos se ubica un puente con un camino de una sola mano de 4,15 metros de ancho, que permite la comunicación entre ambas márgenes de la estructura.



Figura 1.4. Vista frontal del cierre desde aguas arriba (Vertedero en color naranja)

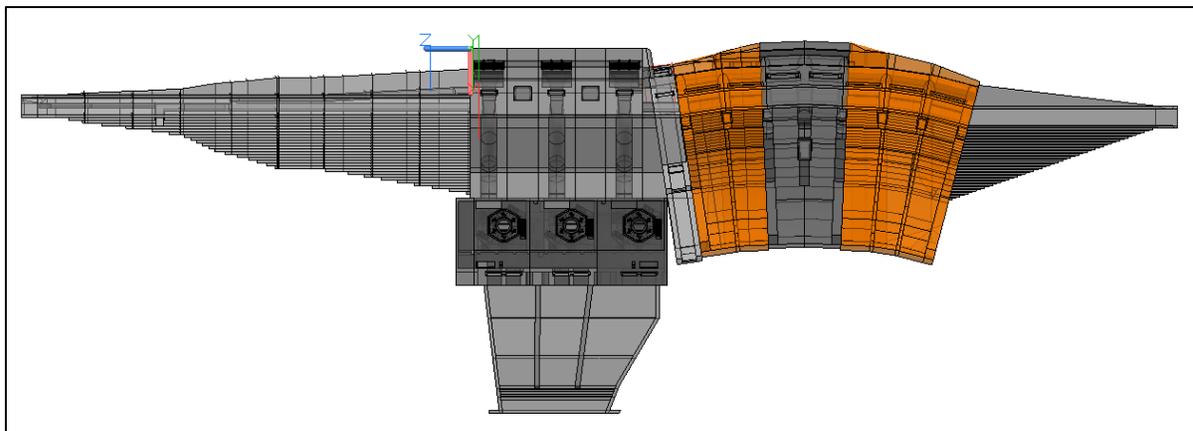


Figura 1.5. Vista en planta del cierre (Vertedero en color naranja)

En el interior de los módulos se dispuso una red de galerías que atraviesan todo el cuerpo de la misma. A esta galería desagua el sistema de drenaje interno del cuerpo de la presa y la red de drenaje de la fundación. Además, permite el ingreso de los equipos de perforación e inyección para el desarrollo y mantenimiento del sistema de inyecciones y drenajes como así también el recorrido para su inspección durante las etapas de llenado y operación normal. La pantalla de drenaje de la fundación consiste de un conjunto de perforaciones de 10 cm de diámetro, con profundidades variables y separadas una de otra una distancia de 3 m.

En el presente trabajo, la estructura en estudio es la pila central de uno de los módulos, considerando que la resolución particular de ésta permite desarrollar las de las restantes pilas dado que no existen diferencias apreciables, tanto geométricas como de cargas. La pila, de espesor variable, se encuentra vinculada a una losa de hormigón armado, la cual a su vez está delimitada por una junta estructural de PVC con la pila siguiente. Estas dos estructuras determinan el ancho total de cada módulo.

En cuanto a su geometría, la pila presenta: una ataguía y rieles radiales, que permiten el mantenimiento y el normal funcionamiento de las compuertas mecánicas; pozo de tesado y viga muñón (ésta última forma parte del desarrollo del trabajo) que, conjuntamente con la pila, forman un sistema de pretensado que resiste las cargas transmitidas por la compuerta; un pivote mecánico que acciona las compuertas; la caseta oleohidráulica y un puente de una sola mano en la parte superior.

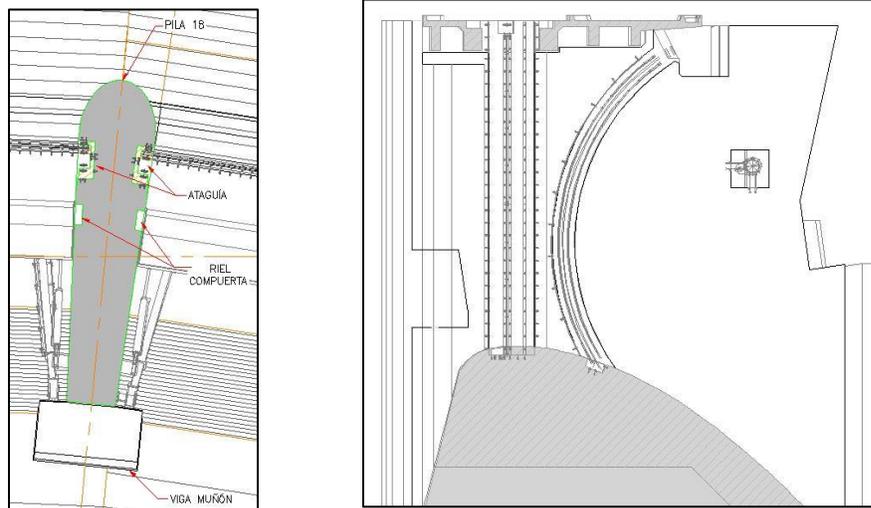


Figura 1.6. Planta y vista lateral de una pila central

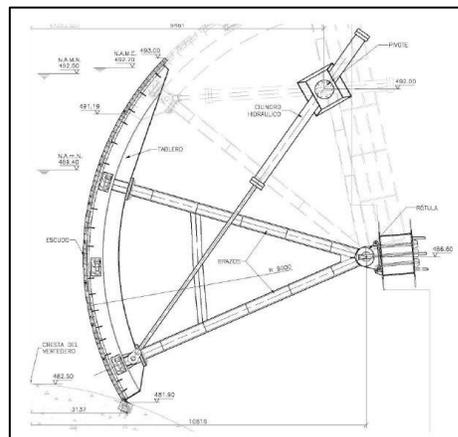


Figura 1.7. Compuerta radial de acción mecánica

2 MARCO TEÓRICO

2.1 Introducción

Los vertederos son estructuras hidráulicas que permiten el pase, libre o controlado, del agua en los escurrimientos superficiales (a diferencia de los descargadores de fondo), siendo utilizados para el desagüe y no para la medición de caudal.

En una presa, el vertedero garantiza la seguridad de la estructura hidráulica, al no permitir la elevación del nivel, aguas arriba, por encima del nivel máximo y, en caso de poseer compuertas, permite regular el nivel de embalse manteniendo niveles de operación establecidos. A su vez su diseño prevé la disipación de energía aguas abajo para que la devolución al cauce natural no produzca daños.

Existen diversos tipos de vertederos de acuerdo al uso y el contexto en el que se encuentren emplazados. En este trabajo se realiza el análisis de una pila central (perteneciente a uno de los módulos centrales del vertedero del aprovechamiento hidroeléctrico Manduriacu) que sirve como elemento resistente estructural ante las cargas transmitidas por las compuertas radiales. Las pilas se encuentran vinculadas estructuralmente a un zócalo inferior (losa de hormigón armado), la cual a su vez posee una junta estructural del tipo “nota musical” con la siguiente pila.

A pesar de que la utilización de compuertas radiales soportadas por vigas muñón y pilas conjuntamente pretensadas pueda tener un aspecto novedoso, existen numerosas estructuras donde esta tipología se ha utilizado. Tal es el ejemplo de las represas Benmore (Canterbury, Nueva Zelanda), El Quimbo (Huila, Colombia) e incluso Piedra del Águila (Neuquén, Argentina) por citar algunos de los numerosos ejemplos.



Figura 2.1. Vertedero de “El Quimbo” (izquierda) y de “Piedra del Águila” (derecha)

Considerando las elevadas cargas que deben transmitir los brazos de la compuerta y con el creciente auge del uso de armaduras activas (postensadas) queda prácticamente descartado el uso exclusivo de hormigón armado convencional, que sería inviable económicamente.

2.2 Alcance

En este capítulo se abordan las teorías que sustentan el análisis y, por ende, los resultados presentados. Se desarrollan en forma sucinta los conceptos que permiten arribar tanto a las expresiones como a los métodos de cálculo utilizados a lo largo del trabajo.

Teniendo en cuenta la geometría y las condiciones de contorno de la pila y el zócalo inferior, en dichos elementos los esfuerzos, procedentes de la modelación por elementos finitos, se determinan por la teoría de láminas gruesas de Reissner-Mindlin. El zócalo se encuentra apoyado sobre hormigón compactado, por lo que se hace uso del coeficiente de balasto para la modelación del apoyo elástico.

En cuanto a las cargas que actúan sobre las estructuras, se utiliza el método del espectro de respuesta para la determinación de las fuerzas equivalentes asociadas al sismo de diseño. Se presenta el diseño por resistencia para el dimensionamiento de las armaduras pasivas (armadura convencional), mientras que las armaduras activas se diseñan considerando la resistencia y el comportamiento en condiciones de servicio, durante todas las etapas de carga que serán críticas en toda la vida de la estructura. Finalmente, se utiliza el procedimiento de masa equivalente asociado a la expresión de Housner para considerar la acción del agua durante la acción sísmica.

2.3 Desarrollo del Modelo de Elementos Finitos (MEF)

El método de los elementos finitos permite obtener una solución numérica aproximada sobre un cuerpo, estructura o dominio (medio continuo), sobre el que están definidas ciertas ecuaciones que caracterizan el comportamiento físico del problema, dividiéndolo en un número de subdominios no-intersectantes entre sí denominados “elementos finitos”. El conjunto de elementos finitos forma una partición del dominio también denominada discretización. Dentro de cada elemento se distinguen una serie de puntos representativos llamados “nodos”. El conjunto de nodos considerando sus relaciones de adyacencia se llama “malla”. Los cálculos se realizan sobre una malla de nodos, que sirven a su vez de base para discretización del dominio en elementos finitos. El número de ecuaciones de dicho sistema es proporcional al número de nodos.

Se trata de un método numérico de resolución de ecuaciones, donde la solución obtenida es sólo aproximada, coincidiendo con la solución exacta en un número finito de puntos (nodos). En el resto de puntos, la solución aproximada se obtiene interpolando a partir de los resultados obtenidos para los nodos, lo cual hace que la solución sea sólo aproximada debido a este último paso.

Para la estructura analizada en este trabajo, la resolución MEF permite obtener giros y desplazamientos nodales a partir de los cuales pueden determinarse mapas de esfuerzos característicos que permiten dimensionar la estructura.

2.3.1 Principio de Trabajos Virtuales (PTV)

Desarrollando este principio, de carácter general, se arriba a una ecuación que al ser resuelta permite determinar para un elemento en equilibrio, conociendo sus propiedades físicas y geométricas, cargas y condiciones de contorno, los desplazamientos que tendría bajo las hipótesis consideradas en la resolución del mismo. Esto permite obtener indirectamente las tensiones y deformaciones del elemento.

El enunciado de este principio dice: “una estructura está en equilibrio bajo la acción de un sistema de fuerzas exteriores si al imponer a la misma unos desplazamientos arbitrarios (virtuales) compatibles con las condiciones en los apoyos, el trabajo realizado por las fuerzas exteriores sobre los desplazamientos virtuales es igual al trabajo que realizan las tensiones en la barra sobre las deformaciones producidas por los desplazamientos virtuales”

El PTV para un elemento aislado se escribe en forma matricial como:

$$\iiint_V \delta \varepsilon^T \sigma dV = \iiint_V \delta u b dV + \sum_{i=1}^n \delta u_i X_i$$

Dónde: $\delta \varepsilon$ = deformaciones virtuales b = cargas distribuidas

σ = tensiones reales X_i = cargas puntuales

δu = desplazamientos virtuales

El trabajo interno que realizan las tensiones reales, generado por deformaciones virtuales, debe ser igual por definición a la suma del trabajo externo que realizan las cargas distribuidas y puntuales, generado por desplazamientos virtuales. La ecuación aquí expuesta puede ser utilizada para la resolución de elementos de una, dos o tres dimensiones con las hipótesis correspondientes. Independientemente del caso a abordar, se llega a la siguiente expresión:

$$K^{(e)} a^{(e)} - f^{(e)} = q^{(e)}$$

Dónde: $K^{(e)}$ = matriz de rigidez

$a^{(e)}$ = vector de desplazamientos nodales

$f^{(e)}$ = vector de fuerzas equivalentes nodales

$q^{(e)}$ = vector de fuerzas nodales de equilibrio (desaparece en el ensamblaje total)

La matriz de rigidez y el vector de fuerzas equivalentes nodales del elemento se escriben en forma general como:

$$K^{(e)} = \iiint_V B^T D B dV \quad f^{(e)} = \iiint_V N^T b dV$$

Dónde: B = matriz de deformación del elemento

D = matriz de propiedades mecánicas o matriz constitutiva

N = funciones de interpolación (forma) del elemento

b = cargas distribuidas en el elemento

En el siguiente apartado, se desarrollan en forma sintética los términos de las ecuaciones mostradas para obtener el modelo teórico de cálculo para placas gruesas bidimensionales.

2.3.2 Placas Gruesas. Teoría de Reissner-Mindlin

La teoría de placas se basa en simplificaciones de la elasticidad tridimensional similares a las utilizadas para análisis de vigas unidimensionales. Las distintas teorías de placas se diferencian, similarmente al caso de vigas, en las hipótesis sobre el giro de las normales al plano medio. Así, la teoría más clásica de placas delgadas de Kirchhoff establece que dichas normales se mantienen rectas y ortogonales a la deformada de dicho plano (como ocurre en la teoría de vigas Euler-Bernoulli), mientras que la teoría más avanzada como la de Reissner-Mindlin mantiene la condición de deformación recta de la normal, pero no exige la ortogonalidad con la deformada del plano medio (como ocurre en la teoría de vigas Timoshenko). A continuación se presenta el campo de desplazamientos utilizado:

$$\left. \begin{aligned} u(x, y, z) &= -z \theta_x(x, y) = -z \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \phi_x \right) \\ v(x, y, z) &= -z \theta_y(x, y) = -z \left(\frac{\partial w}{\partial y} + \phi_y \right) \\ w(x, y, z) &= w(x, y) = -z \left(\frac{\partial w}{\partial y} + \phi_x \right) \end{aligned} \right\} \mathbf{u} = [w, \theta_x, \theta_y]^T \text{ (vector de movimientos)}$$

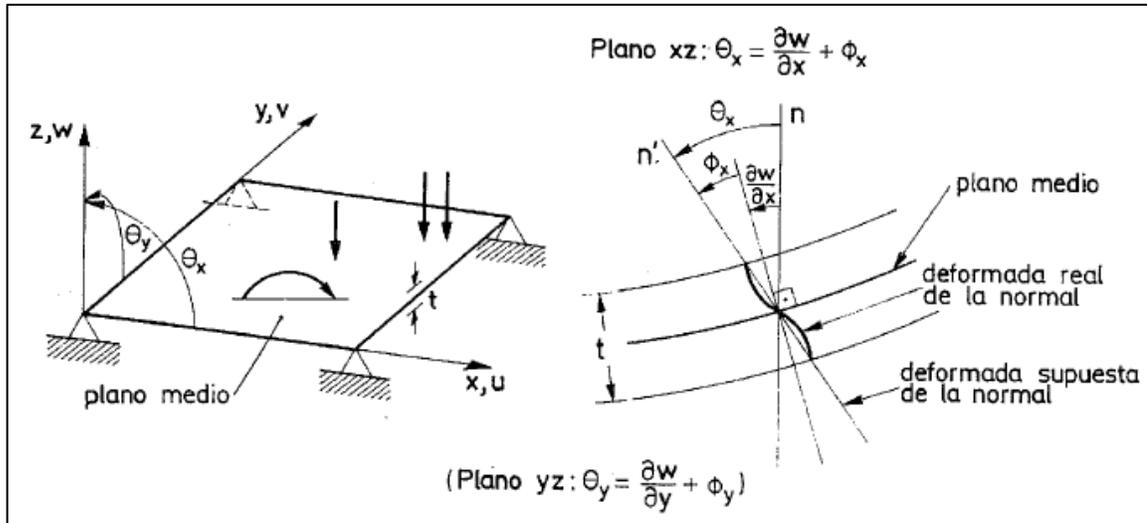


Figura 2.2. Teoría de placas de Reissner-Mindlin. Giro adicional considerado de la normal

La diferencia sustancial con la teoría de placas delgadas es que se consideran a los giros de la normal como variables independientes, permitiendo simplificar la resolución al usar funciones de forma de clase C_0 (solo continuas). De esta forma, esta teoría puede ser usada tanto para placas delgadas como gruesas. Haciendo uso de la teoría clásica de elasticidad tridimensional puede obtenerse la relación entre tensiones no nulas y sus deformaciones asociadas:

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_f \\ \dots \\ \sigma_c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \\ \dots \\ \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{bmatrix} = D \varepsilon = D \begin{bmatrix} \varepsilon_f \\ \dots \\ \varepsilon_c \end{bmatrix} = D \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \\ \dots \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{bmatrix} = (D_f + D_c) \begin{bmatrix} -z \frac{\partial \theta_x}{\partial x} \\ -z \frac{\partial \theta_y}{\partial y} \\ -z \left(\frac{\partial \theta_x}{\partial y} + \frac{\partial \theta_y}{\partial x} \right) \\ \dots \\ \frac{\partial w}{\partial x} - \theta_x \\ \frac{\partial w}{\partial y} - \theta_y \end{bmatrix} ; D = \begin{bmatrix} D_f & \dots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \dots & D_c \end{bmatrix}$$

$$D_f = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{(1-\nu)}{2} \end{bmatrix} ; D_c = \begin{bmatrix} \alpha G & 0 \\ 0 & \alpha G \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\alpha E}{2(1+\nu)} & 0 \\ 0 & \frac{\alpha E}{2(1+\nu)} \end{bmatrix}$$

La matriz constitutiva (D) se ha separado en términos de flexión (D_f) y cortante (D_c). La que aquí se presenta corresponde a un material isótropo y posee el coeficiente por distorsión lateral (α) que permite que el trabajo realizado por las fuerzas tangenciales coincida con el realizado por las exactas, dadas por la teoría de elasticidad. Al definir el vector de esfuerzos del plano medio y operando pueden determinarse las matrices constitutivas y el vector de deformaciones generalizadas de flexión y cortante:

$$\hat{\sigma} = \begin{bmatrix} \widehat{\sigma}_f \\ \dots \\ \widehat{\sigma}_c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \\ \dots \\ Q_x \\ Q_y \end{bmatrix} = \int_{-t/2}^{t/2} \begin{bmatrix} z \sigma_x \\ z \sigma_y \\ z \tau_{xy} \\ \dots \\ Q_x \\ Q_y \end{bmatrix} dz = \int_{-t/2}^{t/2} \begin{bmatrix} z \sigma_f \\ \dots \\ \sigma_c \end{bmatrix} dz = \int_{-t/2}^{t/2} \begin{bmatrix} z D_f \varepsilon_f \\ \dots \\ D_c \varepsilon_c \end{bmatrix} dz = \dots = \begin{bmatrix} \widehat{D}_f \hat{\varepsilon}_f \\ \dots \\ \widehat{D}_c \hat{\varepsilon}_c \end{bmatrix}$$

Dónde: $\widehat{D}_f = \frac{t^3}{12} D_f$; $\widehat{D}_c = t D_c$; $\varepsilon_f = z \hat{\varepsilon}_f$; $\varepsilon_c = \hat{\varepsilon}_c$

Con estos “nuevos” vectores y operando puede determinarse el trabajo interno como:

$$\iiint_V \delta \varepsilon^T \sigma dV = \dots = \iint_A \delta \varepsilon^T \hat{\sigma} dA$$

Al plantear el PTV para funciones de forma dadas con elementos isoparamétricos (es decir, utilizando las mismas funciones de forma para interpolar el campo de desplazamientos y el de geometría), pueden encontrarse las expresiones de $K^{(e)}$, $f^{(e)}$ y $q^{(e)}$ generales:

$$K_{i,j}^{(e)} = \iint_{A^{(e)}} B_i^T \widehat{D} B_j dA \quad ; \quad B_i = \begin{bmatrix} B_{fi} \\ \dots \\ B_{ci} \end{bmatrix} \quad ; \quad B_{fi} = \begin{bmatrix} 0 & -\frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{\partial N_i}{\partial y} \\ 0 & -\frac{\partial N_i}{\partial y} & -\frac{\partial N_i}{\partial x} \end{bmatrix} \quad ; \quad B_{ci} = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & -N_i & 0 \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & 0 & -N_i \end{bmatrix}$$

$$f_i^{(e)} = \iint_{A^{(e)}} N_i \begin{bmatrix} q \\ m_x \\ m_y \end{bmatrix} dA \quad ; \quad q_i^{(e)} = \begin{bmatrix} W_i \\ M_{xi} \\ M_{yi} \end{bmatrix}$$

Dónde q, m_x y m_y son la carga y los momentos debidos a θ_x y θ_y respectivamente, mientras que W_i , M_{xi} y M_{yi} son, respectivamente, la fuerza puntual y los momentos según θ_x y θ_y actuando en el nodo i. La expresión de la matriz de rigidez se puede transformar como la suma de los términos de flexión y cortante:

$$K^{(e)} = K_f^{(e)} + K_c^{(e)} = \iint_{A^{(e)}} B_f^T \widehat{D}_f B_f dA + \iint_{A^{(e)}} B_c^T \widehat{D}_c B_c dA$$

Sin embargo, al ensamblar toda la placa puede verse como la solución se “bloquea” para espesores pequeños:

$$(K_f + K_c)a = \left(\frac{E t^3}{12 (1-\nu^2)} \bar{K}_f + G t \bar{K}_c \right) a = f \quad \text{Dividiendo por } \frac{E t^3}{12 (1-\nu^2)} \text{ (proporcional a la solución exacta)}$$

$$(\bar{K}_f + \alpha \bar{K}_c)a = \frac{12 (1-\nu^2)}{E t^3} f \quad (\text{“}\alpha\text{” del orden de magnitud de la solución exacta para placas delgadas})$$

Puede verse que cuando $t \rightarrow 0 \Rightarrow \alpha \rightarrow \infty$. Esto implica que cuando la placa se hace cada vez más delgada, el término de cortante domina la solución haciendo la placa infinitamente rígida. La

solución trivial ($\mathbf{a}=0$) puede evadirse haciendo que \mathbf{K}_e sea singular. Para lograrlo, se utilizan técnicas de integración reducida (donde debe cuidarse que no se generen ni se propaguen mecanismos inducidos) o deformaciones de cortante impuestas (donde además de los giros y el desplazamiento normal, ahora las deformaciones de cortante son variables nodales independientes). Con estas técnicas y un adecuado número de elementos, los resultados obtenidos tienen errores pequeños que no afectan sustancialmente los resultados obtenidos.

2.3.3 Elementos de lámina utilizados en SAP2000

Existen numerosos tipos de elementos que utilizan distintas funciones de forma, pero en el caso particular de SAP2000 (software de cálculo utilizado en este trabajo), el mismo utiliza *elementos isoparamétricos de 4 nodos con técnicas de integración reducida para la modelación de láminas gruesas, considerando estados de tensión o deformación plana*.

Estos son de los elementos más sencillos que pueden utilizarse y solo funciona con integración reducida de un solo punto en la matriz de corte. A pesar de esto, para evitar que la solución se deteriore, se recomienda utilizar mallas bastante tupidas para eliminar posibles distorsiones que son de carácter únicamente matemático.

Se hace mención que los elementos laminares son representados mediante su superficie media, ubicada en el centro de gravedad del elemento estructural, por lo que las luces de cada elemento resultan algo superiores en el modelo comparadas con las reales. Esta situación brinda mayor seguridad a la hora de realizar el dimensionamiento de la estructura.

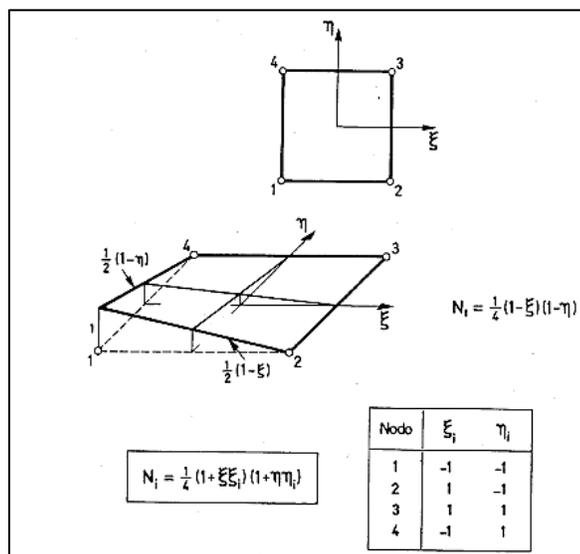


Figura 2.3. Elemento rectangular Lagrangiano de 4 nodos. Formulación

Los elementos sometidos a tensión plana (que no se han desarrollado en el apartado anterior) utilizan la misma matriz de rigidez flexional que los elementos de Reissner-Mindlin y las funciones de forma lineales antes mostradas. Como las cargas sólo actúan en el plano, se presentan únicamente desplazamientos en el mismo y se obtienen deformaciones ε_x , ε_y y γ_{xy} no nulas.

Éste tipo de elementos, denominados membranas, combinados con los elementos de placas gruesas dan lugar a los elementos de láminas gruesas utilizados en SAP2000. A pesar de que no se desarrolla su formulación, la misma puede considerarse en forma desacoplada, como una extensión de los elementos de placa, y sumar directamente su matriz de rigidez asociada a las obtenidas para flexión y corte de placas gruesas (siempre y cuando la sección se considere homogénea y simétrica respecto del plano medio). En terminología de cálculo de estructuras se puede decir que a nivel local los esfuerzos de membrana equilibran las acciones en el plano del elemento, mientras que las acciones normales provocan un estado de flexión independiente pudiendo obtenerse los desplazamientos y tensiones de ambos estados de manera totalmente desacoplada. El “acoplamiento” entre ambos estados se produce al ensamblar en ejes globales las ecuaciones de rigidez.

2.4 Método del Espectro de Respuesta

2.4.1 Determinación de desplazamientos modales

A la hora de calcular la respuesta sísmica de una estructura, existen dos análisis a elegir: en el tiempo (determinando los desplazamientos en tiempo real por medio de acelerogramas representativos del sitio) y utilizando un espectro de respuesta (determinando los desplazamientos máximos haciendo uso de una envolvente de acelerogramas otorgada por la norma vigente).

Salvo en estructuras no convencionales o que por su función se consideran de especial importancia, el análisis en el tiempo no se utiliza ya que consume demasiado tiempo para ser usado en el diseño. Además para una estructura compleja, la cantidad de datos que se genera como resultado del análisis en el tiempo puede ser abrumadora, y en buena parte, innecesaria.

Los análisis en el tiempo proveen de más información de la necesaria para el diseño: usualmente basta con conocer los valores máximos de las respuestas, que es justamente lo que otorga el método del espectro de respuesta. Este procedimiento es el preferido para el cálculo de la respuesta sísmica de la gran mayoría de las estructuras.

La ecuación de movimiento de un sistema discreto con comportamiento elástico es:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{P(t)\}$$

Dónde: $[M]$ = matriz de masa del sistema $\{\ddot{u}\}$ = vector de aceleraciones
 $[C]$ = matriz de amortiguamiento del sistema $\{\dot{u}\}$ = vector de velocidades
 $[K]$ = matriz de rigidez del sistema $\{u\}$ = vector de desplazamientos

Inicialmente se buscan determinar las frecuencias naturales y las formas de modo del sistema. Cabe destacar que es necesario realizar la reducción de la matriz de rigidez, puesto que la matriz de masa solo posee términos no nulos asociados a los desplazamientos. Esto se conoce como “condensación estática de los giros”. La matriz de amortiguamiento no se considera dado que la mayoría de estructuras convencionales presentan una relación con el crítico menor o igual al 5%, por lo que no es justificado considerarla en este análisis. A continuación se explica brevemente el “método indirecto” que permite, luego de reordenar las filas y columnas del sistema, independizar las ecuaciones de desplazamientos. Reordenando el sistema se tiene:

$$\begin{bmatrix} [M] & [0] \\ [0] & [0] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\ddot{u}\} \\ \{\ddot{\theta}\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [K_{uu}] & [K_{u\theta}] \\ [K_{\theta u}] & [K_{\theta\theta}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u\} \\ \{\theta\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{P\} \\ \{0\} \end{Bmatrix}$$

Al reescribir el sistema de ecuaciones se obtiene:

$$\left. \begin{array}{l} [M]\{\ddot{u}\} + [K_{uu}]\{u\} + [K_{u\theta}]\{\theta\} = \{P\} \\ [K_{\theta u}]\{u\} + [K_{\theta\theta}]\{\theta\} = \{0\} \end{array} \right\} \begin{array}{l} [M]\{\ddot{u}\} + [[K_{uu}] - [K_{u\theta}][K_{\theta\theta}]^{-1}[K_{\theta u}]]\{u\} = \{P\} \\ \{\theta\} = -[K_{\theta\theta}]^{-1}[K_{\theta u}]\{u\} \end{array}$$

Finalmente:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K_{red}]\{u\} = \{P\} \quad \text{Dónde: } [K_{red}] = [K_{uu}] - [K_{u\theta}][K_{\theta\theta}]^{-1}[K_{\theta u}]$$

Considerando vibraciones libres no amortiguadas para el sistema ($P(t) = 0$ $[C] = 0$) y asumiendo una solución oscilatoria para los desplazamientos con frecuencia circular “w”:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K_{red}]\{u\} = \{0\} \quad \wedge \quad \{u\} = \{\emptyset\} \text{sen}(wt + \theta) \Rightarrow \{\ddot{u}\} = -w^2\{\emptyset\} \text{sen}(wt + \theta)$$

Tras reemplazar:

$$-[M]w^2\{\emptyset\} \text{sen}(wt + \theta) + [K_{red}]\{\emptyset\} \text{sen}(wt + \theta) = \{0\} \quad \text{Como: } \text{sen}(wt + \theta) \neq 0$$

$$[[K_{red}] - w^2[M]]\{\emptyset\} = \{0\} \Rightarrow |[K_{red}] - w^2[M]| = 0$$

Este es el clásico problema de autovalores y autovectores, el cual al ser resuelto nos permite obtener las frecuencias circulares “w” y sus formas de modo asociadas “{∅}”. Cabe destacar que si el sistema posee “n” grados de libertad, entonces existen “n” valores de “w” y “{∅}” asociados. Se

escribe la matriz $[\Phi]$ que contiene todas las formas de modo en vectores columna ya normalizada por la matriz de masa. Luego:

$$[\Phi] = \begin{bmatrix} \vdots & \vdots & \vdots \\ \{\phi_1\} & \{\phi_2\} & \{\phi_3\} \\ \vdots & \vdots & \vdots \end{bmatrix} \wedge [\Phi]^T [M] [\Phi] = \begin{bmatrix} \ddots & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \ddots \end{bmatrix} \Rightarrow [\Phi]^T [K] [\Phi] = \begin{bmatrix} \ddots & 0 & 0 \\ 0 & w_j^2 & 0 \\ 0 & 0 & \ddots \end{bmatrix}$$

Considerando ahora la fuerza exterior que genera el sismo sobre la estructura, se procede a replantear el sistema original realizando una previa transformación de coordenadas. Luego:

$$\{u\} = [\Phi] \{\eta\} \wedge [M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} = -[M] [J] \ddot{u}_g$$

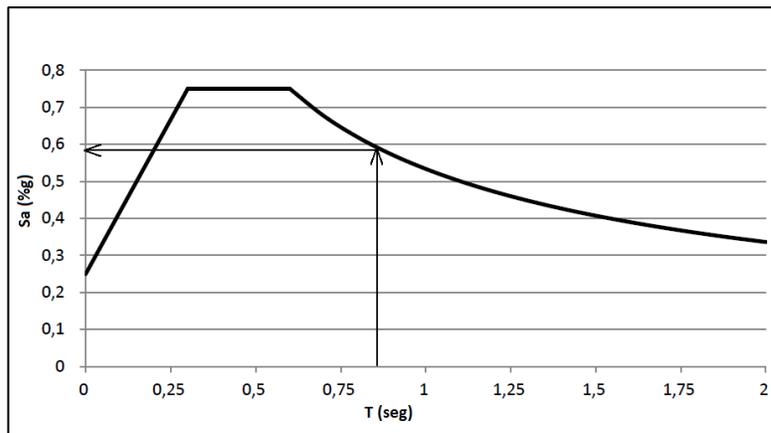
$$[M] [\Phi] \{\ddot{\eta}\} + [C] [\Phi] \{\dot{\eta}\} + [K] [\Phi] \{\eta\} = -[M] [J] \ddot{u}_g \text{ Al premultiplicar por } [\Phi]^T$$

$$[\Phi]^T [M] [\Phi] \{\ddot{\eta}\} + [\Phi]^T [C] [\Phi] \{\dot{\eta}\} + [\Phi]^T [K] [\Phi] \{\eta\} = -[\Phi]^T [M] [J] \ddot{u}_g$$

Para desacoplar el sistema obteniendo “n” ecuaciones de 1 grado de libertad se utiliza la clásica expresión donde el amortiguamiento es una relación entre el adoptado y el crítico. Los términos que premultiplican a la aceleración del suelo forman un vector “ γ ” conocido como factor de participación modal. Luego:

$$[\Phi]^T [C] [\Phi] = 2 \xi w ; [\Phi]^T [M] [J] = \{\gamma\} \Rightarrow \{\ddot{\eta}_j\} + 2 \xi_j w_j \{\dot{\eta}_j\} + w_j^2 \{\eta_j\} = -\gamma_j \ddot{u}_g ; j = 1, 2, \dots, n$$

De estas “n” ecuaciones no suelen utilizarse todas puesto que solo las primeras contribuyen mayoritariamente con los desplazamientos dinámicos. Del espectro de respuesta adoptado según el sitio, se determina la pseudoaceleración por medio del período:



$$f = \frac{w}{2\pi} \rightarrow T = \frac{1}{f}$$

Figura 2.4. Ejemplo de uso del espectro de pseudoaceleraciones

A cada período determinado le corresponde una pseudoaceleración. Con estos valores puede determinarse el valor de los desplazamientos modales como:

$$\ddot{u}_j = S_a(T_j) g \rightarrow w_j^2 u_j = S_a(T_j) g \rightarrow w_j^2 \phi_n \eta_j = S_a(T_j) g \text{ Al premultiplicar por "}\gamma\text{" y operar}$$

$$(\eta_j)_{\max} = \frac{\gamma_j}{w_j^2} S_a(T_j) g = \gamma_j \left(\frac{T_j}{2\pi}\right)^2 S_a(T_j) g$$

Con esta última expresión se determinan los desplazamientos físicos de cada uno de los grados de libertad para cada forma de modo como:

$$u_{ij} = \phi_{ij}(\eta_j)_{m\acute{a}x}$$

2.4.2 Combinación de máximas respuestas modales

Queda finalmente la tarea de decidir cómo combinar los desplazamientos modales para obtener los máximos y con ellos determinar las fuerzas equivalentes estáticas de diseño. Considerando que no se conoce el signo de los mismos (debido a la naturaleza propia del sismo) uno de los métodos conocido como S.A.V. (suma de valores absolutos, en inglés) sugiere sumar directamente los módulos de los desplazamientos de cada modo. Sin embargo, este método sobreestima notablemente los desplazamientos al compararlos con análisis en el tiempo, por lo que se utiliza otra regla de combinación modal distinta conocida como S.R.S.S. (raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, en inglés).

Es necesario aclarar que, como se menciona anteriormente, sólo se utilizan las primeras formas de modo dado que son las que contribuyen mayoritariamente con la respuesta dinámica. Luego, el máximo desplazamiento relativo del grado de libertad "i" con la regla S.R.S.S. se determina como:

$$(u_i)_{m\acute{a}x} = \sqrt{\sum_{i=1}^n (u_{ij})_{m\acute{a}x}^2}$$

A pesar de ser más certero, este método tiene el inconveniente de que cuando la estructura tiene frecuencias cercanas, subestima significativamente los desplazamientos. Es por esto que en este trabajo se utiliza el método más avanzado conocido como C.Q.C. (combinación completa de cuadrados, en inglés) que evita este problema. Aquí, los desplazamientos se determinan como:

$$(u)_{m\acute{a}x} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n a_{ij} (u_i)_{m\acute{a}x} (u_j)_{m\acute{a}x}} \quad a_{ij} = \frac{8\xi^2 (1 + \delta_{ij}) \delta_{ij}^{3/2}}{(1 - \delta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 \delta_{ij} (1 + \delta_{ij})^2} \quad \delta_{ij} = \frac{w_i}{w_j}$$

Finalmente, el objetivo es obtener fuerzas equivalentes actuando en todos los grados de libertad dinámicos que al ser aplicadas en forma estática produzcan los mismos desplazamientos que el sismo. Con estas consideraciones, el vector de fuerzas equivalentes se calcula como:

$$\{F(t)\} = [K]_{red} \{u(t)\} \quad \text{Cómo: } \{u(t)\} = \sum_{j=1}^n \{\phi_j\} \eta_j(t) \quad \wedge \quad [K_{red}] \{\phi_j\} = w_j^2 [M] \{\phi_j\}$$

$$\text{Tras reemplazar } \rightarrow \{F(t)\} = \sum_{j=1}^n w_j^2 [M] \{\phi_j\} \eta_j(t)$$

Dado que no interesa la variación en el tiempo de $F(t)$ (sino solo sus máximos), pueden determinarse las fuerzas equivalentes modales por cada grado de libertad como:

$$F_{ij} = m_i \phi_{ij} \gamma_j S_a(T_j)g$$

Estas fuerzas nodales son las utilizadas para determinar las tensiones que genera el sismo sobre la estructura modelada con elementos finitos. Al determinar los diagramas de esfuerzos característicos producido por cada modo (sólo los primeros) se ponderan los valores nodales de los mismos con alguno de los métodos antes mencionado (por ejemplo, S.R.S.S.). En este trabajo, se consideran dos casos del sismo actuando sobre el vertedero: el primero en dirección paralela al flujo y el segundo en dirección perpendicular al mismo.

2.4.3 Parámetros de diseño y terminología

De los estudios sísmicos provenientes de ingeniería básica del proyecto se obtienen los espectros de respuesta necesarios. Se explican algunas terminologías comúnmente utilizadas para los distintos tipos de sismos:

- **Maximum Design Earthquake (MDE):** El sismo máximo de diseño (MDE) es aquel para el cual la instalación se diseña y se requiere que, bajo esas condiciones, no llegue a sufrir daño catastrófico, tal como una salida incontrolada del agua del embalse, aunque se tolera daño severo y pérdidas económicas importantes. En estructuras o líneas vitales críticas e importantes, el MDE puede ser igual al MCE. Normalmente el MDE se asocia a un riesgo tolerable o aceptable que se expresa como una probabilidad de excedencia de un 10 % en la vida útil. y que en este caso puede ser de 50 a 100 años. Estos criterios de proyecto siguen las recomendaciones del Código Ecuatoriano de la Construcción y del Cuerpo de Ingenieros de los E.E.U.U. (USACE).
- **Maximum Credible Earthquake (MCE):** El sismo máximo creíble es el mayor terremoto que razonablemente se puede esperar que ocurra en una fuente específica y está basado en evidencias geológicas y sismológicas. En el caso del MCE éste se asocia a una probabilidad de excedencia de un 2 % en la vida útil.
- **Operating Basis Earthquake (OBE):** El sismo de operación OBE es un sismo que puede, razonablemente, esperarse que ocurra durante la vida de la instalación, esto es con un 50 % de probabilidad de excedencia durante la vida útil. No se espera que se produzca una interrupción del servicio, aunque pueden producirse daños menores fácilmente reparables.

Los estudios sísmicos provenientes de ingeniería básica del proyecto presentan 6 sismos característicos: MDE, MCE y OBE para una vida útil de 50 años y MDE, MCE y OBE para una vida útil de 100 años. Para el vertedero, tratándose de una estructura esencial, se utiliza el sismo MCE de 50 años como el de diseño (MDE), el cual posee un período de retorno de 2475 años y como sismo de servicio se utiliza el OBE de 100 años, que posee un período de retorno de 144 años.

Hay dos factores adicionales que es necesario adoptar para determinar los esfuerzos debidos al sismo. El primero es el coeficiente de amortiguamiento, ya mencionado, y el segundo es el factor de reducción de respuesta “R”. Como su nombre lo indica, al adoptar un factor mayor a la unidad, se dividen directamente los valores del espectro de respuesta por este mismo, reduciendo considerablemente las fuerzas y, por lo tanto, los esfuerzos obtenidos. Estos dos factores se determinan según reglamentación que se cita en los capítulos correspondientes.

2.5 Apoyo elástico de la estructura

Considerando que la estructura en estudio (pila y zócalo) se encuentra apoyada inferiormente sobre hormigón convencional no sería correcto imponer desplazamientos y giros nulos en el zócalo. Es necesario considerar en el M.E.F. que la estructura se encuentra apoyada sobre un medio elástico que responde según el desplazamiento que le sea impuesto.

Para resolver esta situación se utiliza, muy frecuentemente, el “Coeficiente de Balasto” o “Módulo de Reacción del Suelo” que asocia la tensión transmitida al terreno por una placa rígida con la deformación o la penetración de la misma en el suelo, mediante la relación entre la tensión aplicada por la placa “q” y la penetración o asentamiento de la misma “y”. Generalmente se la identifica con la letra “k”.

De las numerosas fórmulas existentes para determinar el coeficiente de balasto, en este trabajo se utiliza la expresión de Vogt que permite utilizar las propiedades del material y las dimensiones del zócalo de apoyo sin necesidad de realizar un ensayo in-situ. Luego:

$$K = \frac{q}{y} = 1,33 \frac{E}{(B^2 \times L)^{1/3}} ; L > B$$

Conociendo los parámetros mecánicos del apoyo (“E”) y la geometría del apoyo (“B” y “L”) puede determinarse fácilmente el coeficiente de balasto a utilizar. El lecho elástico es modelado

considerando que la reacción en cada punto es proporcional a los desplazamientos (como si fueran “resortes”) representados por funciones de forma lineales que interpolan los desplazamientos nodales hacia el interior del elemento. Es necesario aclarar que dado que únicamente se considera que los “resortes” puedan comprimirse, el análisis es de carácter no-lineal puesto que si llega a presentarse despegue en algún nodo el software elimina el vínculo, dejándolo libre, y recalcula los desplazamientos.

2.6 Dimensionamiento de la Estructura

Para la determinación de las armaduras activas y pasivas del vertedero se utilizan como guía para la evaluación estructural los criterios propuestos por el ACI 318-08 “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y sus Comentarios”. Este reglamento establece que los elementos deben diseñarse para que tengan una resistencia adecuada, utilizando los factores de carga y los factores de reducción de resistencia especificados. El requisito básico para el diseño por resistencia se puede expresar como: $\phi (Resistencia\ nominal) \geq U$

Como puede verse, el margen de seguridad de este método se proporciona mayorando las cargas de servicio (transformándolas en cargas últimas) y reduciendo la resistencia nominal por un factor que depende del tipo de esfuerzo que se trate.

2.7 Determinación de armadura pasiva

Al hablar de este tipo de elementos, se hace referencia al hormigón armado convencional. Se utiliza el diseño por resistencia para la verificación a flexión, corte y torsión de la estructura. La resistencia nominal a estos esfuerzos proviene de expresiones que conjugan la teoría de la elástica junto con ensayos empíricos avalados por el reglamento mencionado.

Todas las especificaciones técnicas referidas al armado están, a su vez, contempladas en el reglamento citado. Considerando que se trata de una estructura hidráulica, se hace uso del reglamento ACI 350-06 “Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures and Commentary” para la determinación de cuantías mínimas a flexión, las cuales controlan contracción y temperatura del hormigón en forma mucho más severa. De esta forma, se controla indirectamente el estado de servicio.

Se diferencia la determinación de armadura de flexión para los elementos de lámina modelados en SAP2000. A partir de los mapas de esfuerzos característicos, el software utiliza un procedimiento para determinar mapas de cuantías de armaduras que permiten diseñar el armado.

2.7.1 Dimensionamiento a flexión en elementos de lámina

Para determinar las cuantías necesarias, el elemento de lámina se concibe como dos capas exteriores centradas en los planos medios de las capas de refuerzo y un núcleo no agrietado. Se asume que las capas exteriores llevan momentos y fuerzas de membrana, mientras que las fuerzas transversales de cizallamiento están asignadas al núcleo, como se muestra en la Figura 2.5.

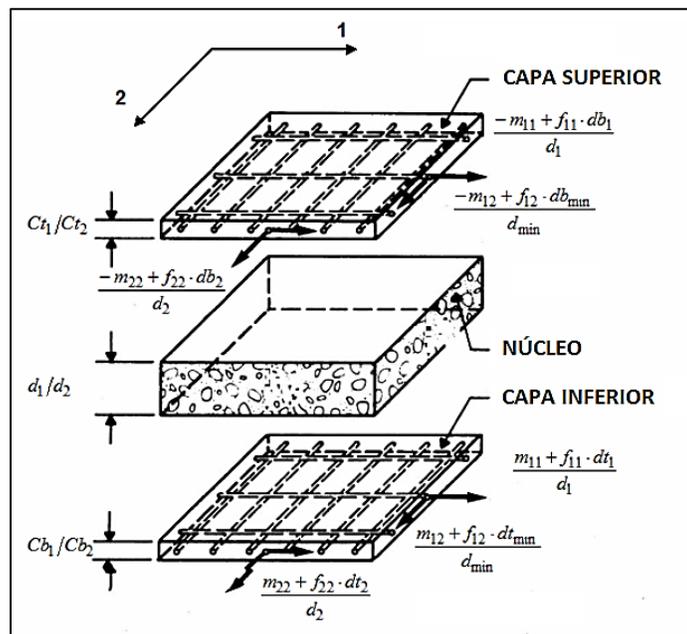


Figura 2.5. Modelo utilizado para dimensionamiento de elementos de lámina

A partir de los seis esfuerzos resultantes obtenidos de los resultados del análisis por elementos finitos del software (F_{11} , F_{22} , F_{12} , M_{11} , M_{22} y M_{12}) se transforman estos valores en fuerzas únicamente de membrana (N_{11} , N_{22} y N_{12}) actuando tanto en la cara superior e inferior del elemento. Para cada capa, se determinan las fuerzas de refuerzo $NDes_1$ y $NDes_2$, las fuerzas principales de compresión del hormigón Fc_1 y Fc_2 y las correspondientes tensiones principales de compresión Sc_1 y Sc_2 . Esto sigue los lineamientos propuestos por el apéndice F de la norma “Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings”.

Finalmente, las fuerzas de refuerzo se convierten en cuantías de acero A_{st1} y A_{st2} usando la tensión de fluencia del acero y un factor de minoración de resistencia $\phi = 0,9$ (coincidente con el valor propuesto por ACI-318 para elementos sometidos a flexión).

2.7.2 Verificación a flexión en vigas

El diseño a flexión sigue los lineamientos del capítulo 10 del ACI 318. Las hipótesis fundamentales son el equilibrio estático y la compatibilidad de deformaciones. Debe satisfacerse el equilibrio entre las fuerzas de compresión y de tracción que actúan en la sección transversal para las condiciones de resistencia nominal. Considerando deformaciones específicas límite y utilizando parámetros empíricos para controlar la falla, se arriba a la expresión de cálculo que permite determinar la armadura requerida.

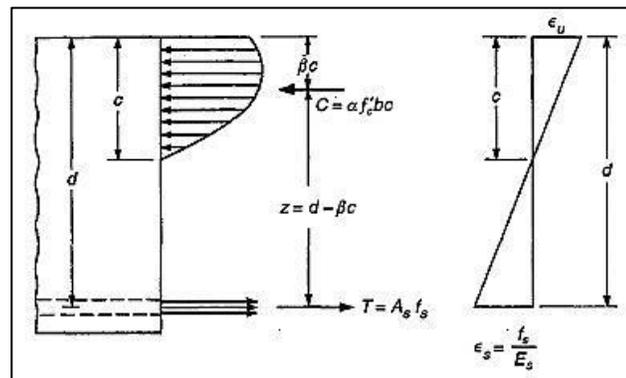


Figura 2.6. Mecanismo de flexión en vigas de hormigón armado

En particular para la viga muñón de hormigón pretensado, se determina la resistencia a flexión última calculando la tensión de trabajo de los cables. Aquí se utiliza el capítulo 18 de la norma antes citada. En caso de requerirlo, se adiciona armadura convencional sin necesidad de modificar el sistema de tesado.

2.7.3 Verificación a corte y torsión

Para la verificación de resistencia al corte se utiliza el capítulo 11 de la norma antes citada para la determinación de la resistencia del hormigón. En caso de que ésta no sea suficiente para resistir las cargas, es necesario adicionar armaduras que impidan el desarrollo de fisuras diagonales, logrando la resistencia requerida según el reglamento.

La torsión se evalúa utilizando el mismo capítulo, pudiendo ser despreciada si la resistencia del hormigón es suficiente. La expresión de cálculo para hormigón armado se modifica por un término

para elementos preesforzados. Se requiere una verificación adicional que evalúa conjuntamente el corte y la torsión con el fin de controlar las fisuras por tracción diagonal.

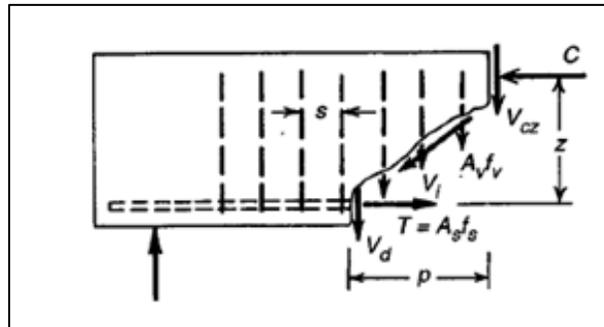


Figura 2.7. Mecanismo de corte en vigas de hormigón armado

El reglamento distingue el método de cálculo para elementos preesforzados, en donde se presentan dos expresiones: una simplificada y otra que evalúa las fisuras generadas por corte y flexión y por corte en el alma (con la que suele obtenerse un armado más económico).

2.8 Consideraciones para elementos pretensados

La armadura tesa permite resistir las elevadas tracciones que no pueden ser soportadas por el hormigón armado convencional. El procesado de tesado puede ser realizado antes o después del fraguado del miembro (pretensado y postensado, respectivamente), aunque es común denominar en forma general a cualquiera de estos procesos simplemente como “*pretensado*”. En la estructura de este trabajo se utiliza el **postensado total**, el cual no admite tracciones en ninguna de las etapas de servicio consideradas.

Al postensado de la pila y la viga muñón se los denomina como postensado longitudinal y transversal, respectivamente (por referencia al flujo de agua). Las armaduras tesas de la pila se anclan desde la parte exterior de la viga muñón, por lo que esta última se encuentra sujeta y apoyada en la misma.

A diferencia del diseño por resistencia, el concepto principal es que la precompresión aplicada “transforma” al hormigón en un material “verdaderamente elástico” puesto que nunca sufre tracciones que cambien su comportamiento. Esto permite utilizar el principio de superposición para determinar las tensiones en todas las etapas de servicio (desde el inicio del tesado hasta que se apliquen todas las cargas y ocurran las pérdidas diferidas).

En la Figura 2.8 se muestra esquemáticamente como varía la tensión en la sección considerada en las distintas etapas de servicio del elemento. La distribución es modificada no sólo por las cargas,

sino también por las pérdidas de pretensado, que hacen que se pase de un valor inicial a uno efectivo. Las pérdidas de pretensado juegan un papel importante en el diseño, por lo que se requiere evaluar individualmente cada uno de los tipos posibles que puedan presentarse.

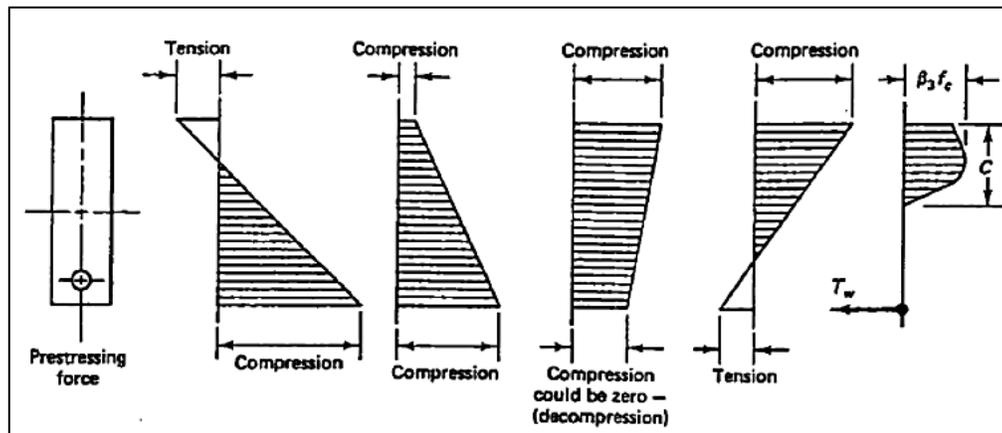


Figura 2.8. Distribución de tensiones de flexión a lo largo de las etapas de carga

Al preesforzar un elemento, una gran concentración de tensiones de compresión, en la dirección longitudinal, ocurre en el mismo donde se introduce el esfuerzo de postensado debido a la gran magnitud de esta carga. Cuando las tensiones de tracción exceden el módulo de rotura del hormigón el bloque de anclaje sufre una fractura longitudinal. Para impedirlo, se coloca armadura longitudinal y transversal para evitar fracturas en la zona del anclaje.

2.8.1 Determinación de pérdidas de pretensado

De acuerdo al artículo 18.6.1 del ACI 318 para determinar el esfuerzo efectivo en el acero, deben considerarse las siguientes fuentes de pérdidas de preesforzado:

- Asentamiento del acero de preesforzado durante la transferencia (ACUÑ)
- Acortamiento elástico del concreto (ES)
- Flujo plástico del concreto (CR)
- Retracción del concreto (SH)
- Relajación de esfuerzo en el acero de preesforzado (RE)
- Pérdidas por fricción debidas a curvaturas intencionales o accidentales (FR)

Se explica brevemente cada una de las pérdidas sin desarrollar las expresiones. Éstas son obtenidas del reglamento ACI 318 y del capítulo 3 del libro “Prestressed Concrete - A Fundamental Approach” de Edward Nawy.

Acuñamiento del acero: Se produce por el desplazamiento que sufren los cables desde que son soltados por el gato y sujetos por los anclajes. Dependen básicamente de la deformación específica, por lo que en piezas cortas son significativas.

Acortamiento elástico del hormigón: La misma se produce por existir más de un elemento tensor. Éstas pérdidas suelen denominarse por no simultaneidad del pretensado. Suele representarse a través de una pérdida de tensión media del conjunto de las armaduras activas igual a la mitad del producto de la relación entre módulos de elasticidad entre el acero y el hormigón y la tensión que el pretensado y las cargas externas concomitantes en el momento del tesado producen en el hormigón a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores.

Flujo plástico del hormigón: De forma simplificada se engloban en el concepto de fluencia todas las deformaciones diferidas, elásticas y plásticas, que dependen de la tensión. También en forma simplificada, y siempre que la tensión de fluencia no sea demasiado elevada, la deformación por fluencia puede suponerse proporcional a la deformación elástica instantánea.

Retracción del hormigón: La contracción es la deformación que sufre una pieza de hormigón por movimientos del agua no fijada químicamente al gel del cemento. Desde el punto de vista práctico interesa solamente la contracción que se produce desde el momento de tesado hasta el momento en que se desea conocer el pretensado efectivo. Las variables que intervienen son muchas haciendo que su evaluación sea compleja, por lo que se utiliza una expresión global.

Relajación del acero: La única pérdida significativa que presenta el acero en el tiempo es la relajación, es decir, la pérdida de tensión a deformación constante. El valor de la relajación depende del tipo de acero, de la tensión de tesado, del tiempo transcurrido desde la puesta en tensión y de la temperatura. Asimismo depende de la interrelación con las otras pérdidas diferidas.

Pérdidas friccionales: Este tipo de pérdidas se da solamente en elementos postesados y se produce durante el tesado de los cables. La puesta en tensión de la armadura implica su alargamiento y por lo tanto un desplazamiento relativo de las superficies. El roce de los cables con las vainas, la trayectoria de los cables y las desviaciones accidentales son variables que dominan estas pérdidas.

2.8.2 Determinación de armaduras por introducción del esfuerzo de postensado

En las zonas cercanas a los anclajes se producen elevadas tracciones que pueden ser determinadas por expresiones simplificadas basadas en ensayos experimentales con base en el principio de Saint Venant. Estas expresiones se obtienen de las “Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD”, en las que se tienen en cuenta estos tipos de esfuerzos:

- Tensión de compresión del hormigón
- Fuerzas de desgarramiento
- Tracción en los bordes
- Fuerzas de descantillado

En la Figura 2. puede verse que en las esquinas y bordes se producen tracciones (menores al 2% de la carga según ensayos), mientras que en la zona central se encuentran valores más elevados (cerca del 25%). La tensión de compresión del hormigón se verifica cerca de la zona del anclaje, donde su valor es más elevado que en el resto de la sección.

Los esfuerzos de tracción se producen en la zona general, la cual se considera como un prisma con una longitud igual a la mayor dimensión transversal de la sección. Cabe destacar que las expresiones obtenidas de la norma antes citada son válidas para secciones rectangulares.

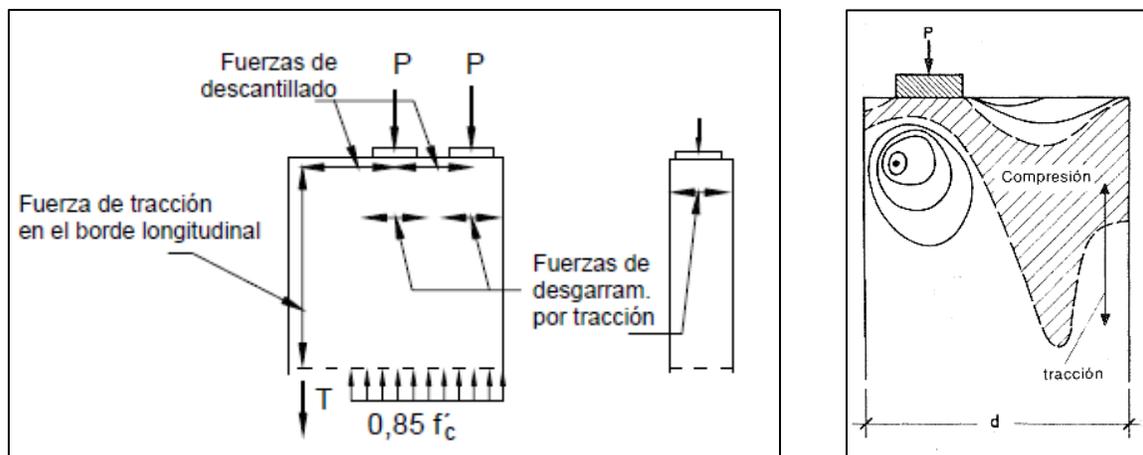


Figura 2.9. Esfuerzos de la zona general considerados en el diseño

La zona local se define como aquella que rodea a los anclajes, por lo que se encuentra dentro de la zona general y se puede considerar como un prisma de dimensiones semejantes a la placa de

apoyo de los anclajes. Las tensiones que se producen son muy elevadas, por lo que el fabricante del sistema de tesado adoptado brinda información acerca del armado necesario en este sector.

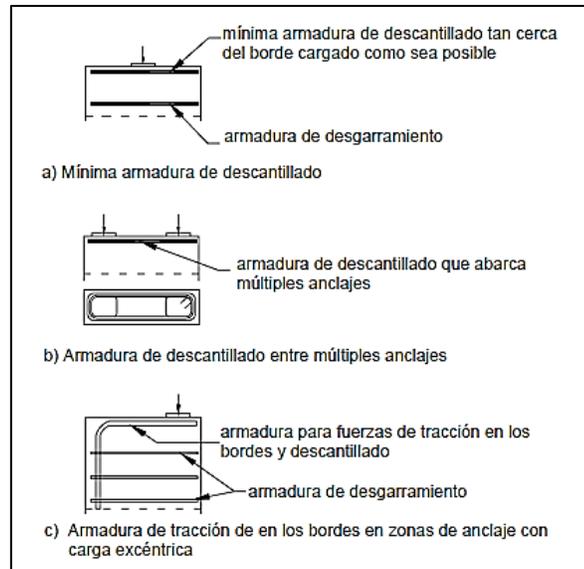


Figura 2.10. Disposiciones de armadura en zonas de anclaje

2.9 Determinación de presiones hidrodinámicas

Durante la acción del sismo, el agua además de ejercer presión hidrostática genera fuerzas dinámicas sobre las paredes que la contienen. En este caso, el modelo elegido es el desarrollado por Housner en el documento “Dynamic Pressures on Accelerated Fluid Containers” (1954), en el que se propone un procedimiento para estimar los efectos dinámicos del fluido contenido en un tanque rectangular rígido, excitado horizontalmente por un sismo. Este modelo describe el comportamiento basado en dos componentes fundamentales: una parte del líquido se mueve al unísono con el tanque, constituyendo la masa impulsiva (m_i) y el resto de la masa de líquido, llamada masa convectiva (m_c), se mueve en forma separada del tanque debido al efecto de “oleaje” en la parte superior. Éste último comportamiento no es considerado dado que se asume que en el embalse este último efecto se disipa debido a la gran superficie de agua del mismo, por lo que sólo se considera la contribución de la masa impulsiva.

Como se observa en la Figura 2.11, se considera un tanque rectangular en el cual se asume que la superficie del líquido es totalmente horizontal y se aplica una aceleración horizontal $\dot{\mu}_0$ en dirección “x” a las paredes del tanque. Es posible determinar las presiones que actúan en las

paredes debidas a dicha aceleración $\dot{\mu}_0$, considerando una columna de fluido de profundidad h , una longitud $2L$ y un espesor unitario.

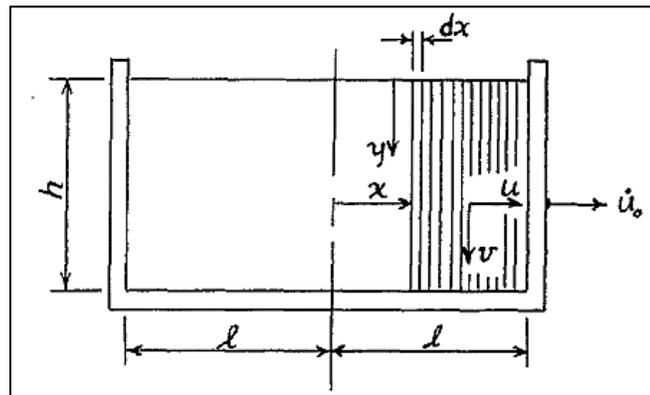


Figura 2.11. Modelo de Housner para determinar las presiones hidrodinámicas en un tanque rectangular

Bajo dichas condiciones, el fluido se ve forzado a moverse en la dirección “x” entre un par de delgadas membranas verticales sin masa, espaciadas a una distancia “dx”. Cuando a las paredes del contenedor se les aplica esta aceleración, las membranas serán aceleradas con el fluido y este también será comprimido verticalmente con respecto a las membranas. A partir de estas consideraciones, se obtiene la siguiente expresión para la presión impulsiva hidrodinámica:

$$p(y) = \rho \dot{\mu}_0 h \left[\frac{y}{h} - \frac{1}{2} \left(\frac{y}{h} \right)^2 \right] \sqrt{3} \tanh \left(\sqrt{3} \frac{l}{h} \right)$$

Dónde: ρ = densidad del fluido (ton/m³)

$\dot{\mu}_0$ = aceleración de la pared del tanque (m/s²)

h = altura del tanque (m)

l = mitad de la longitud del tanque en el sentido del sismo (m)

Para utilizar esta expresión en el M.E.F., dado que la aceleración se genera en forma indirecta por el método del espectro de respuesta, se adicionan masas nodales considerando la variación en altura de la siguiente manera:

$$p(y) = m_{eq} \dot{\mu}_0 \Leftrightarrow m_{eq} = \rho h \left[\frac{y}{h} - \frac{1}{2} \left(\frac{y}{h} \right)^2 \right] \sqrt{3} \tanh \left(\sqrt{3} \frac{l}{h} \right)$$

Dado que la acción hidrodinámica en sentido perpendicular al flujo entre pilas del vertedero se asemeja al caso de un tanque de paredes rectangulares, la expresión anterior es válida. Cabe destacar que este procedimiento se presenta en su forma simplificada en la norma ACI 350.3-06 “Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary”, por lo que el método general aquí adoptado se sustenta coherentemente con la norma citada.

3 UNIDADES Y MATERIALES UTILIZADOS

3.1 Unidades

En el desarrollo del presente trabajo se adoptaron las unidades correspondientes al Sistema Internacional de Unidades (S.I.):

- Unidad de Fuerza: kilonewton (kN)
- Unidad de Longitud: metro (m)

A diferencia de las anteriores, las secciones de armaduras se expresan en cm^2 .

3.2 Materiales

3.2.1 Hormigón

Se atienden los requisitos de durabilidad y calidad indicados en el Código ACI 318. El hormigón utilizado para el dimensionamiento de la estructura tiene las siguientes características:

Pila central:

- Resistencia Nominal a los 28 días $f'c = 35 \text{ MPa}$ (350 kg/cm^2)
- Módulo de Elasticidad: $E_c = 4700 \sqrt{f'c} = 27805,6 \text{ MPa}$ (278056 kg/cm^2)
- Peso Específico: $\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 24,5 \text{ kN/m}^3$

Zócalo inferior:

- Resistencia Nominal a los 28 días $f'c = 18 \text{ MPa}$ (180 kg/cm^2)
- Módulo de Elasticidad: $E_c = 4700 \sqrt{f'c} = 19940,41 \text{ MPa}$ ($199404,1 \text{ kg/cm}^2$)
- Peso Específico: $\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 24,5 \text{ kN/m}^3$

Viga Muñón:

- Resistencia Nominal a los 28 días $f'c = 35 \text{ MPa}$ (350 kg/cm^2)
- Módulo de Elasticidad: $E_c = 4700 \sqrt{f'c} = 27805,6 \text{ MPa}$ (278056 kg/cm^2)
- Peso Específico: $\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 24,5 \text{ kN/m}^3$

En la sección A.1 se presentan datos adicionales sobre los hormigones considerados.

3.2.2 Acero de Refuerzo

Las varillas de acero para armados de hormigón atienden las especificaciones normativas de las Normas ASTM y del Código ACI 318. Se utiliza en todas las estructuras de hormigón armado acero con las siguientes características:

- Tensión de Fluencia: $f_y = 420 \text{ MPa}$ (4200 kg/cm^2)
- Módulo de Elasticidad: $E_s = 200.000 \text{ MPa}$ ($2.000.000 \text{ kg/cm}^2$)
- Peso Específico: $\gamma_{A^\circ} = 78 \text{ kN/m}^3$
- Coeficiente de Poisson: $\mu = 0,3$

En la sección A.1 se presentan datos adicionales sobre el acero de refuerzo considerado.

3.2.3 Acero para Postensado

Los cables de acero, así como todas las piezas utilizadas en el sistema de pretensado (vainas, anclajes, espirales, etc.), atienden las especificaciones normativas de las Normas ASTM y del Código ACI 318. Los cables de acero que se utilizan, tanto en la pila central como en la viga muñón, son del tipo 270k con las siguientes características:

- Tensión de rotura: $f_{pu} = 1864 \text{ MPa}$ (18.640 kg/cm^2)
- Módulo de Elasticidad: $E_s = 195 \text{ GPa}$ ($1.950.000 \text{ kg/cm}^2$)
- Coeficiente de Poisson: $\mu = 0,3$

El sistema de pretensado adoptado en este trabajo es el de marca “*PROTENDE*”. Se utilizan dispositivos de anclaje activo tipo MTAI de 9 y 12 trenzas para los tensores transversales (tensor tipo AA 15,2 MTAI 09) y longitudinales (tensor tipo AA 15,2 MTAI 12) respectivamente.

En la sección A.1 se presentan datos adicionales sobre el acero para postensado considerado.

4 PLANTEO GENERAL DEL PROBLEMA

Este breve capítulo tiene como finalidad explicar del procedimiento a seguir en el trabajo en cuanto a la determinación de las cargas y, posteriormente, el dimensionado de las estructuras bajo análisis para una mejor comprensión del posterior desarrollo.

El sistema consta de 3 elementos que, conjuntamente, soportan las cargas que transfieren los brazos de las compuertas. Del proyecto básico de ingeniería mecánica se obtienen las fuerzas y momentos resultantes para todas las condiciones de operación. Con estas cargas, lo primero a realizar es la determinación del pretensado de la pila, puesto que las tensiones que transmiten estos cables (postensado longitudinal) son parámetros que se requieren para determinar el pretensado de la viga muñón (postensado transversal). Una vez determinado el sistema de pretensado ortogonal se determinan las armaduras no tesas requeridas por la introducción del esfuerzo de los cables.

Se realiza el diseño por resistencia a flexión, corte y torsión de la viga muñón para luego finalizar con el diseño por resistencia de la pila y el zócalo, haciendo uso de un modelo de elementos finitos y considerando todas las combinaciones de carga requeridas. Cabe destacar que la condición de servicio (control de fisuras y flechas) no es evaluada puesto que tratándose de estructuras hidráulicas, las cuantías mínimas utilizadas aseguran en forma indirecta un buen funcionamiento para cargas normales. Además, la determinación del pretensado requiere la verificación en todas las etapas de servicio. Quedan así determinadas las etapas a seguir en el trabajo. A lo largo del mismo se extraen datos de documentos con codificación propia del proyecto que se presentan en los anexos, así como también cálculos parciales o información específica.

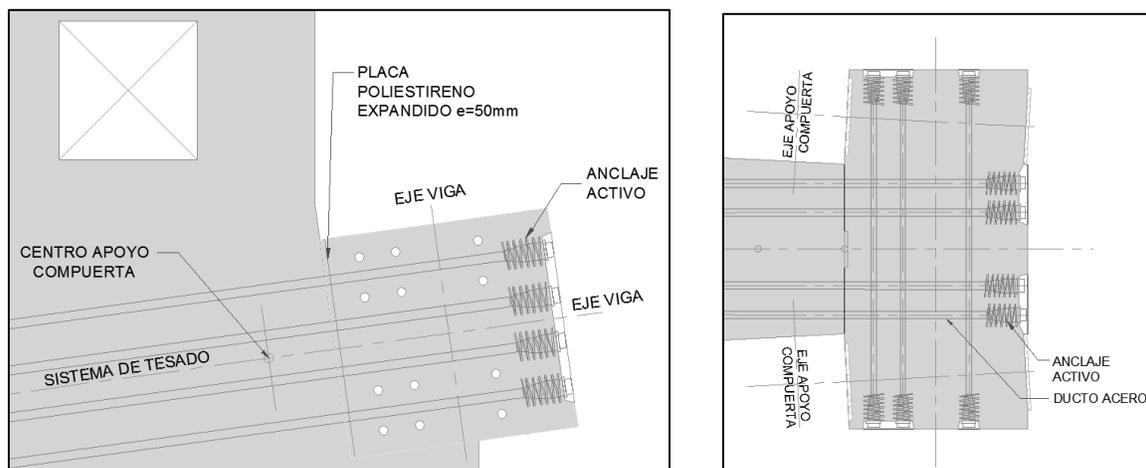


Figura 4.1. Detalle de encuentro entre pila central y viga muñón (Vista y Planta)

5 POSTENSADO DE LA PILA CENTRAL

5.1 Tensiones Límites en Acero y Hormigón

Según el ACI 318 las tensiones límites a verificar para cada material son las siguientes:

- Hormigón:

$$f_{ci} \leq 0,60 f'c \text{ (18.4.1)} \rightarrow f_{ci} \leq 2141 \text{ t/m}^2 \text{ (21 MPa)}$$

$$f_{cf} \leq 0,45 f'c \text{ (18.4.2)} \rightarrow f_{cf} \leq 1606 \text{ t/m}^2 \text{ (15,75 MPa)}$$

Dónde: f_{ci} : Tensión en el hormigón en el área de contacto al momento de postensar.

f_{cf} : Tensión en el hormigón en el área de contacto después de pérdidas diferidas.

$f'c$: Tensión característica del hormigón.

- Acero:

$$f_{pg} \leq 0,80 f_{pu} \text{ (18.5.1)} \rightarrow f_{pg} \leq 15,21 \text{ t/cm}^2 \text{ (1491,2 MPa)}$$

$$f_{pi} \leq 0,74 f_{pu} \text{ (18.5.1)} \rightarrow f_{pi} \leq 14,07 \text{ t/cm}^2 \text{ (1379,36 MPa)}$$

Dónde: f_{pg} : Tensión en el acero de pretensado antes de la transferencia (en el gato).

f_{pi} : Tensión en el acero de pretensado después de la transferencia.

f_{pu} : Tensión de rotura en el acero de pretensado.

Se presentan únicamente las tensiones admisibles de compresión del hormigón, puesto que se exige no exista tracción en toda la vida útil. Se considera un valor límite de 1,4 MPa (142,8 tn/m²) de compresión mínima requerida para estados de servicio (no mayorados ni extremos). Los cables de postensado de la pila tienen una inclinación similar a la de la resultante cuando las compuertas están cerradas. Los esfuerzos de torsión y corte son controlados por la viga muñón.

Estas últimas consideraciones se basan en el manual EM 1110-2-2702 “Design of Spillway Tainter Gates”, del que también se determinan las combinaciones de carga y las tensiones máximas en la pila para cada estado.

5.2 Geometría

Se presenta una figura que muestra la zona de contacto y la ubicación de los cables y los datos geométricos necesarios:

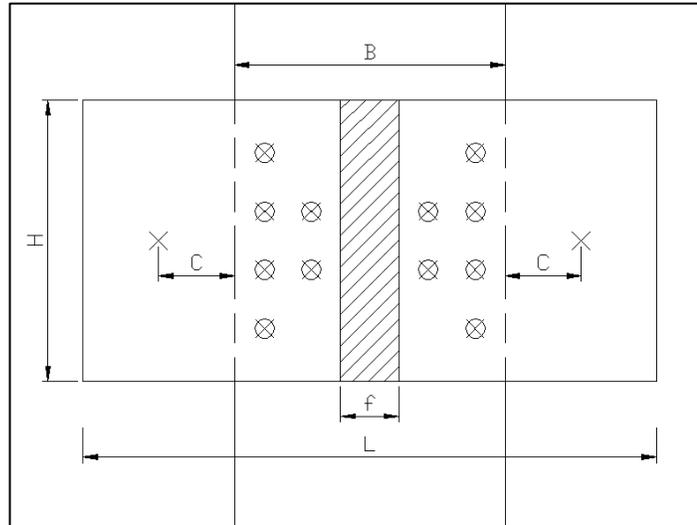


Figura 5.1. Superficie de contacto entre pila y viga muñón y posición de los cables

Datos Geométricos:

B	2,310	m	Longitud de contacto de la viga y la pila
f	0,500	m	Zona central sin contacto
L	4,900	m	Longitud de la viga en la dirección perpendicular al flujo.
h	2,400	m	Altura de la viga
S	4,344	m ²	Superficie de contacto
W_y	2,113	m ³	Módulo resistente de la superficie de contacto respecto del eje baricéntrico vertical
C	0,650	m	Distancia del centro del apoyo del brazo a la cara de la pila
U	9,420	m	Perímetro de la sección de contacto.
e	0,000	m	Excentricidad de la carga total de pretensado.

Dónde: $S = (B-f) \times h$; $W_y = h \times (B^3 - f^3) / (6 \times B)$; $U = 2 \times (B + h)$

5.3 Sistema de pretensado

5.3.1 Geometría

$$A_p = n_t \times A_1 \quad ; \quad n = n_{c_{F1}} + n_{c_{F2}} + n_{c_{F3}} + n_{c_{F4}}$$

Dónde: A_1 : Área de una trenza $n_{c_{F1}}$: Número de cables por fila

n_t : Número de trenzas por cable n : Número total de cables

A_p : Área de un cable

- Cables de acero 270 K:

$A_1 = 1,40 \text{ cm}^2$ (Área de una trenza de $\varnothing 15,2 \text{ mm}$)

$A_p = 16,80 \text{ cm}^2$ (Área de un cable)

$n_t = 12$ (Número de trenzas por cable)

$n = 12$ (Número de cables)

Tabla 1. Distribución y cantidad de tensores en la pila

Fila	F1	F2	F3	F4
n° cables por fila	4	2	2	4
excentricidad (m)	-0,90	-0,50	0,50	0,90

5.3.2 Esfuerzo de pretensado

$$N_{g1} = 0,80 \times f_{pg} = 0,80 \times f_{pu} \times A_p \rightarrow N_g = n \times N_{g1}$$

$$N_{01} = 0,74 \times f_{pi} = 0,74 \times f_{pu} \times A_p \rightarrow N_0 = n \times N_{01}$$

$$m = \frac{\Delta \sigma_p \text{ total}}{f_{pg}} = \frac{\Delta \sigma_p \text{ total}}{0,80 \times f_{pu}} ; N_{p1} = (1-m) \times N_{g1} \rightarrow N_p = n \times N_{p1}$$

Dónde: N_{g1} : Esfuerzo de pretensado INICIAL por cable antes de la transferencia

N_g : Esfuerzo de pretensado INICIAL TOTAL antes de la transferencia

N_{01} : Esfuerzo de pretensado INICIAL por cable después de la transferencia

N_0 : Esfuerzo de pretensado INICIAL TOTAL después de la transferencia

m : Coeficiente de pérdidas totales

N_{p1} : Esfuerzo de pretensado por cable DESPUÉS DE PÉRDIDAS

N_p : Esfuerzo de pretensado TOTAL DESPUÉS DE PÉRDIDAS

5.3.3 Determinación de pérdidas de pretensado

Se presentan las pérdidas totales (en tn/m^2) explicadas en la sección 2.8.1 a partir de las cuales se obtuvo el coeficiente “m” de pérdidas totales:

Tabla 2. Pérdidas de pretensado de la pila central

ES	CR	SH	RE	FR	ACUÑ	m
2288,93	7324,58	1390,93	2919,05	7700,39	7101,63	0,19

El cálculo detallado de cada una de las pérdidas se muestra en la sección A.3. Una vez determinadas las pérdidas, se obtienen los esfuerzos de pretensado (en tn):

Tabla 3. Esfuerzos de pretensado de la pila central

N_{g1}	N_g	N_{01}	N_0	N_{p1}	N_p
255,46	3065,54688	236,30	2835,63	207,20	2486,44

5.4 Cargas

Para el cálculo del sistema de pretensado de sujeción de las vigas muñón a las pilas se consideran las siguientes cargas (ver sección 6.4 para valores detallados de ingeniería de proyecto):

- Caso normal: Empuje hidrostático en cada apoyo de una compuerta $H = 311,83$ t
- Caso sismo OBE: Sobrepresión en cada apoyo de una compuerta $E_{OBE} = 107,86$ t
- Caso sismo MCE: Sobrepresión en cada apoyo de una compuerta $E_{MDE} = 307,65$ t
- Empuje total en cada apoyo de la compuerta $H + E_{OBE} = 419,69$ t
- Empuje total en cada apoyo de la compuerta $H + E_{MDE} = 619,48$ t

5.5 Casos de Carga

Se utilizan los lineamientos del manual EM 1110-2-2702 “Design of Spillway Tainter Gates” para la determinación de todas las combinaciones de carga características de la estructura:

Tabla 4. Casos de carga para el pretensado de la pila central

Casos				Compuertas	
A	Pretensado solo	A1		Pretensado inicial	No corresponden
		A2		Pretensado final	
B	Pretensado final + empuje hidrostático + peso propio de compuertas e izaje	B1	100% empuje hidrostático	B1.1	CERRADA/CERRADA
				B1.2	ABIERTA/CERRADA
		B2	150% empuje hidrostático	B2.1	CERRADA/CERRADA
				B2.2	ABIERTA/CERRADA
C	Pretensado final + empuje hidrostático normal + sismo	C1		Sismo MDE	CERRADA/CERRADA
		C2		Sismo OBE	CERRADA/CERRADA

En el caso A no se consideran las compuertas puesto que corresponde únicamente a la etapa de pretensado y permite verificar que la pila resiste el preesfuerzo impuesto (sin cargas adicionales).

El caso B presenta estados de servicio habituales y mayorados, donde se consideran las combinaciones de apertura y cierre de compuertas posibles.

Finalmente, el caso C considera el caso extremo con el sismo MDE y el de servicio con el sismo OBE. Cabe destacar que en este caso se consideran solamente ambas compuertas cerradas.

5.6 Verificación de tensiones de contacto

Como se menciona en la sección 5.1, de dicho manual se utiliza la siguiente expresión para determinar las máximas tensiones de contacto en la pila, que ocurren en los bordes:

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y}$$

En este caso, sólo se presenta flexión en un solo plano, por lo que las tensiones máximas para cada caso se determinan como:

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{W_y} \quad \wedge \quad \sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{W_y}$$

El valor de N se considera positivo (compresión) para que en caso de que exista tracción las tensiones obtenidas arrojen valores negativos. Los momentos producidos por configuraciones desbalanceadas provocan tensiones variables en el contacto.

5.6.1 Caso de Carga A

- Situación A.1 (Pretensado inicial)

$$N = N_0 = 2835,63 \text{ tn} \quad \wedge \quad M = M_p \quad \wedge \quad M_p = \sum_{i=1}^4 N_{01} \times n_{cFi} \times e_{Fi} = 0$$

Condición de verificación:

$$\sigma_{min} = \frac{N_0}{S} - \frac{M_p}{W_y} = \frac{2835,63}{4,34} = 652,77 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \geq 142,8 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{máx} = \frac{N_0}{S} + \frac{M_p}{W_y} = \frac{2835,63}{4,34} = 652,77 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \leq 0,60 f'c = 2141,41 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

Las tensiones en la superficie de contacto se encuentran dentro de los límites admisibles.

- Situación A.2 (Pretensado final)

$$N = N_p = 2486,44 \text{ tn} \quad \wedge \quad M = M_p \quad \wedge \quad M_p = \sum_{i=1}^4 N_{01} \times n c_{Fi} \times e_{Fi} = 0$$

Condición de verificación:

$$\sigma_{min} = \frac{N_p}{S} - \frac{M_p}{W_y} = \frac{2486,44}{4,34} = 572,39 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \geq 142,8 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N_p}{S} + \frac{M_p}{W_y} = \frac{2486,44}{4,34} = 572,39 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \leq 0,45 f'c = 1606,06 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

Las tensiones en la superficie de contacto se encuentran dentro de los límites admisibles.

5.6.2 Caso de Carga B

- Sub-caso B.1 (100% empuje hidrostático)

- Situación B.1.1 (Ambas compuertas cerradas)

$$N = N_p - 2H = 1862,78 \text{ tn} \quad \wedge \quad M = M_p + M_H \quad \wedge \quad M_p = \sum_{i=1}^4 N_{01} \times n c_{Fi} \times e_{Fi} = 0$$

$$M_H = H \left(C + \frac{B}{2} \right) - H \left(C + \frac{B}{2} \right) = 0$$

Condición de verificación:

$$\sigma_{min} = \frac{N_p - 2H}{S} - \frac{M_p + M_H}{W_y} = \frac{1862,78}{4,34} = 428,82 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \geq 142,8 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N_p - 2H}{S} + \frac{M_p + M_H}{W_y} = \frac{1862,78}{4,34} = 428,82 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \leq 0,45 f'c = 1606,06 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

Las tensiones en la superficie de contacto se encuentran dentro de los límites admisibles.

- Situación B.1.2 (Una compuerta abierta y otra cerrada)

$$N = N_p - H = 2174,61 \text{ tn} \quad \wedge \quad M = M_p + M_H \quad \wedge \quad M_p = \sum_{i=1}^4 N_{01} \times n c_{Fi} \times e_{Fi} = 0$$

$$M_H = H \left(C + \frac{B}{2} \right) = 311,83 \left(0,65 + \frac{2,31}{2} \right) = 562,85 \text{ tnm}$$

Condición de verificación:

$$\sigma_{min} = \frac{N_p - H}{S} - \frac{M_p + M_H}{W_y} = \frac{2174,61}{4,34} - \frac{562,85}{2,11} = 234,20 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \geq 142,8 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N_p - H}{S} + \frac{M_p + M_H}{W_y} = \frac{2174,61}{4,34} + \frac{562,85}{2,11} = 767,00 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \leq 0,45 f'c = 1606,06 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

Las tensiones en la superficie de contacto se encuentran dentro de los límites admisibles.

- Sub-caso B.2 (150% empuje hidrostático)
- Situación B.2.1 (Ambas compuertas cerradas)

$$N = N_p - 1,5(2H) = 1550,95 \text{ tn} \quad \wedge \quad M = M_p + M_H \quad \wedge \quad M_p = \sum_{i=1}^4 N_{01} \times n_{c_{Fi}} \times e_{Fi} = 0$$

$$M_H = 1,5H \left(C + \frac{B}{2} \right) - 1,5H \left(C + \frac{B}{2} \right) = 0$$

Condición de verificación:

$$\sigma_{min} = \frac{N_p - 1,5(2H)}{S} - \frac{M_p + M_H}{W_y} = \frac{1550,95}{4,34} = 357,03 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \geq 0 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{máx} = \frac{N_p - 1,5(2H)}{S} + \frac{M_p + M_H}{W_y} = \frac{1550,95}{4,34} = 357,03 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \leq 0,45 f'c = 1606,06 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

Las tensiones en la superficie de contacto se encuentran dentro de los límites admisibles.

- Situación B.2.2 (Una compuerta abierta y otra cerrada)

$$N = N_p - 1,5H = 2018,70 \quad \wedge \quad M = M_p + M_H \quad \wedge \quad M_p = \sum_{i=1}^4 N_{01} \times n_{c_{Fi}} \times e_{Fi} = 0$$

$$M_H = 1,5H \left(C + \frac{B}{2} \right) = 467,75 \left(0,65 + \frac{2,31}{2} \right) = 844,28 \text{ tnm}$$

Condición de verificación:

$$\sigma_{min} = \frac{N_p - 1,5H}{S} - \frac{M_p + M_H}{W_y} = \frac{2018,70}{4,34} - \frac{844,28}{2,11} = 65,11 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \geq 0 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{máx} = \frac{N_p - 1,5H}{S} + \frac{M_p + M_H}{W_y} = \frac{2018,70}{4,34} + \frac{844,28}{2,11} = 864,31 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \leq 0,45 f'c = 1606,06 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

Las tensiones en la superficie de contacto se encuentran dentro de los límites admisibles.

5.6.3 Caso de Carga C

- Situación C.1 (Sismo MDE con ambas compuertas cerradas)

$$N = N_p - 2H - 2E_{MDE} = 1247,48 \text{ tn} \quad \wedge \quad M = M_p \quad \wedge \quad M_p = \sum_{i=1}^4 N_{01} \times n_{c_{Fi}} \times e_{Fi} = 0$$

$$M_H = (H + E_{MDE}) \left(C + \frac{B}{2} \right) - (H + E_{MDE}) \left(C + \frac{B}{2} \right) = 0$$

Condición de verificación:

$$\sigma_{min} = \frac{N_p - 2H - 2E_{MDE}}{S} - \frac{M_p + M_H}{W_y} = \frac{1247,48}{4,34} = 287,17 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \geq 0 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{máx} = \frac{N_p - 2H - 2E_{MDE}}{S} + \frac{M_p + M_H}{W_y} = \frac{1247,48}{4,34} = 287,17 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \leq 0,45 f'c = 1606,06 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

Las tensiones en la superficie de contacto se encuentran dentro de los límites admisibles.

- Situación C.2 (Sismo OBE con ambas compuertas cerradas)

$$N = N_p - 2H - 2E_{OBE} = 1647,06 \text{ tn} \quad \wedge \quad M = M_p \quad \wedge \quad M_p = \sum_{i=1}^4 N_{01} \times n c_{Fi} \times e_{Fi} = 0$$

$$M_H = (H + E_{OBE}) \left(C + \frac{B}{2} \right) - (H + E_{OBE}) \left(C + \frac{B}{2} \right) = 0$$

Condición de verificación:

$$\sigma_{min} = \frac{N_p - 2H - 2E_{OBE}}{S} - \frac{M_p + M_H}{W_y} = \frac{1647,06}{4,34} = 379,16 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \geq 142,8 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{máx} = \frac{N_p - 2H - 2E_{OBE}}{S} + \frac{M_p + M_H}{W_y} = \frac{1647,06}{4,34} = 379,16 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \leq 0,45 f'c = 1606,06 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

Las tensiones en la superficie de contacto se encuentran dentro de los límites admisibles.

Se verifica que el sistema de pretensado longitudinal adoptado cumple satisfactoriamente las normas citadas para las cargas previstas. La situación C.2, aunque queda cubierta con la verificación de la situación C.1, sirve para las combinaciones de cargas de la pila que consideren el sismo OBE actuando.

Posteriormente, se verifica el diseño del sistema de pretensado de la viga muñón y se determina, a su vez, el diseño de hormigón armado.

6 POSTENSADO DE LA VIGA MUÑÓN

6.1 Tensiones Límites en Acero y Hormigón

Según el ACI 318 las tensiones límites a verificar para cada material son las siguientes:

- Hormigón:

$$f_{ci} \leq 0,60 f'c \quad (18.4.1) \rightarrow f_{ci} \leq 2141 \text{ t/m}^2 \quad (21 \text{ MPa})$$

$$f_{cf} \leq 0,45 f'c \quad (18.4.2) \rightarrow f_{cf} \leq 1606 \text{ t/m}^2 \quad (15,75 \text{ MPa})$$

$$f_{ti} \leq 0,25 (f'c)^{1/2} \quad (18.4.1) \rightarrow f_{ti} \leq 150,7 \text{ t/m}^2 \quad (1,48 \text{ MPa})$$

$$f_{tf} \leq 0,25 (f'c)^{1/2} \quad (18.4.1) \rightarrow f_{tf} \leq 150,7 \text{ t/m}^2 \quad (1,48 \text{ MPa})$$

Dónde: f_{ci} : Tensión en el hormigón en el área de contacto al momento de postensar.

f_{cf} : Tensión en el hormigón en el área de contacto después de pérdidas diferidas.

$f'c$: Tensión característica del hormigón.

- Acero:

$$f_{pg} \leq 0,80 f_{pu} \quad (18.5.1) \rightarrow f_{pg} \leq 15,21 \text{ t/cm}^2 \quad (1491,2 \text{ MPa})$$

$$f_{pi} \leq 0,74 f_{pu} \quad (18.5.1) \rightarrow f_{pi} \leq 14,07 \text{ t/cm}^2 \quad (1379,36 \text{ MPa})$$

Dónde: f_{pg} : Tensión en el acero de pretensado antes de la transferencia (en el gato).

f_{pi} : Tensión en el acero de pretensado después de la transferencia.

f_{pu} : Tensión de rotura en el acero de pretensado.

A diferencia de la pila, se admite tracción controlada en la viga muñón. En la pila se exige que para todos los estados no exista tracción puesto que debe existir contacto continuo. Posteriormente a la verificación del pretensado se realiza la verificación a flexión, corte y torsión por resistencia para todas las combinaciones posibles, asegurando que para cualquier maniobra que realicen las compuertas, se verifique que el diseño es adecuado y cumple con la reglamentación.

6.2 Geometría

Se presenta dos figuras que ilustran la ubicación de los cables y los datos geométricos necesarios:

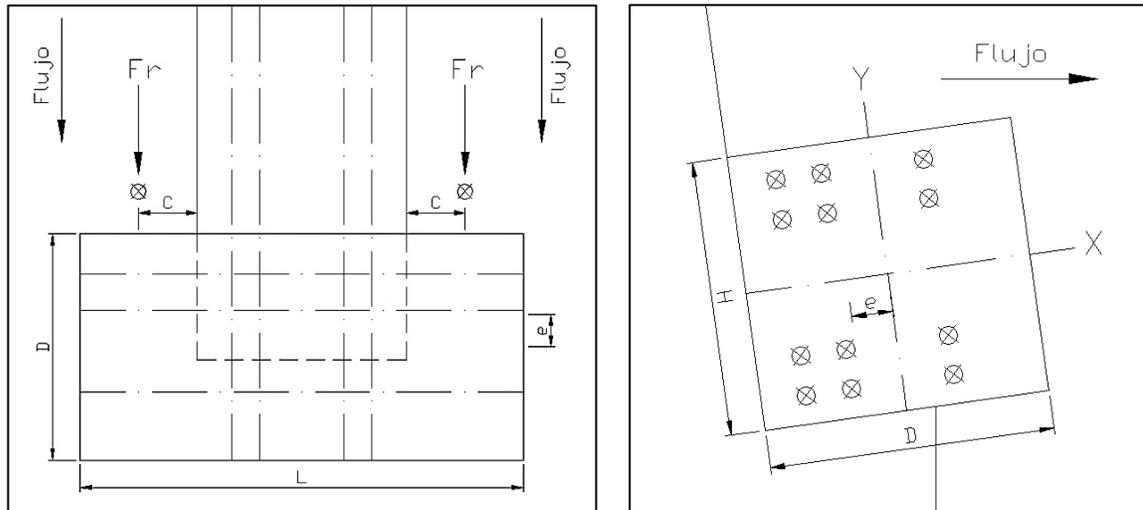


Figura 6.1. Geometría de la viga muñón y posición de los cables (izquierda) y ejes de descomposición (derecha)

Datos Geométricos:

D	2,500	m	Dimensión de la viga en la dirección del flujo.
h	2,400	m	Altura de la viga
L	4,900	m	Longitud de la viga
S	6,000	m ²	Superficie de contacto
W_x	2,400	m ³	Módulo resistente de la superficie de contacto respecto del eje baricéntrico vertical
W_y	2,500	m ³	Módulo resistente de la superficie de contacto respecto del eje baricéntrico vertical
C	0,650	m	Distancia del centro del apoyo del brazo a la cara de la pila
U	9,800	m	Perímetro de la sección de contacto.
e	-0,283	m	Excentricidad de la carga total de pretensado.

Dónde: $S = D \times h$; $W_x = D \times h^2 / 6$; $W_y = h \times D^2 / 6$; $U = 2 \times (D + h)$

6.3 Sistema de pretensado

6.3.1 Geometría

$$A_p = n_t \times A_1 \quad ; \quad n = n_{c_{F1}} + n_{c_{F2}} + n_{c_{F3}} + n_{c_{F4}}$$

Dónde: A_1 : Área de una trenza

$n_{c_{F1}}$: Número de cables por fila

n_t : Número de trenzas por cable

n : Número total de cables

A_p : Área de un cable

- Cables de acero 270 K:

$$A_1 = 1,40 \text{ cm}^2 \text{ (Área de una trenza de } \varnothing 15,2 \text{ mm)}$$

$$A_p = 12,60 \text{ cm}^2 \text{ (Área de un cable)}$$

$$n_t = 9 \text{ (Número de trenzas por cable)}$$

$$n = 12 \text{ (Número de cables)}$$

Tabla 5. Distribución y cantidad de tensores en la viga muñón

Fila	F1	F2	F3
n° de cables por fila	4	4	4
excentricidad (m)	-0,85	-0,45	0,45

6.3.2 Esfuerzo de pretensado

$$N_{g1} = 0,80 \times f_{pg} = 0,80 \times f_{pu} \times A_p \rightarrow N_g = n \times N_{g1}$$

$$N_{01} = 0,74 \times f_{pi} = 0,74 \times f_{pu} \times A_p \rightarrow N_0 = n \times N_{01}$$

$$m = \frac{\Delta \sigma_p \text{ total}}{f_{pg}} = \frac{\Delta \sigma_p \text{ total}}{0,80 \times f_{pu}} ; N_{p1} = (1-m) \times N_{g1} \rightarrow N_p = n \times N_{p1}$$

Dónde:

N_{g1} : Esfuerzo de pretensado INICIAL por cable antes de la transferencia

N_g : Esfuerzo de pretensado INICIAL TOTAL antes de la transferencia

N_{01} : Esfuerzo de pretensado INICIAL por cable después de la transferencia

N_0 : Esfuerzo de pretensado INICIAL TOTAL después de la transferencia

m : Coeficiente de pérdidas totales

N_{p1} : Esfuerzo de pretensado por cable DESPUÉS DE PÉRDIDAS

N_p : Esfuerzo de pretensado TOTAL DESPUÉS DE PÉRDIDAS

6.3.3 Determinación de pérdidas de pretensado

Se presentan las pérdidas totales (en tn/m^2) explicadas en la sección 2.8.1 a partir de las cuales se obtuvo el coeficiente “m” de pérdidas totales:

Tabla 6. Pérdidas de pretensado de la viga muñón

ES	CR	SH	RE	FR	ACUÑ	m
1439,20	4605,43	1390,93	3054,67	1723,04	20290,38	0,21

El cálculo detallado de cada una de las pérdidas se muestra en la sección A.4. Una vez determinadas las pérdidas, se obtienen los esfuerzos de pretensado (en tn):

Tabla 7. Esfuerzos de pretensado de la viga muñón

N_{g1}	N_g	N_{01}	N_0	N_{p1}	N_p
191,60	2299,16	177,23	2126,72	150,64	1807,71

6.4 Cargas

En el procedimiento a seguir en el diseño de la viga se distinguen dos grupos de cargas: el primero está formado por las tensiones debidas al pretensado longitudinal, la resultante de los brazos de las compuertas y el peso propio de la viga, mientras que el segundo está formado por los esfuerzos de corte y torsión que se generan por la apertura y cierre de las compuertas (fricción de los motores y excentricidad de la resultante).

El primer grupo de cargas debe ser soportado por el pretensado propio de la viga (transversal), mientras que el segundo es soportado por armaduras determinadas para diseño al corte y torsión. Se realiza también la verificación a rotura por flexión verificando si es necesario colocar armadura no tesa.

6.4.1 Cargas torsionales y cortantes

Se presentan las cargas que transmiten los brazos de las compuertas radiales, obtenidas de ingeniería básica del proyecto:

Tabla 8. Esfuerzos en el apoyo para el caso normal

Caso Normal				
Ítem	Apertura (Grados)	Fr (MN)	Ángulo con horizontal (Grados)	Mt (MNm)
1	0	3,039	9,6	0,065
2	16,164	1,967	-1,6	0,042
3	31,131	1,209	-12,9	0,026
4	46,074	0,712	-26,4	0,015
5	62,145	0,467	-46,1	0,009

Tabla 9. Esfuerzos en el apoyo para el caso con sismo MCE

Caso Sismo MCE				
Ítem	Apertura (Grados)	Fr (MN)	Ángulo con horizontal (Grados)	Mt (MNm)
1	0	6,056	10,1	0,129
2	16,164	3,643	4,0	0,078
3	31,131	1,924	-3,9	0,042
4	46,074	0,870	-18,9	0,019
5	62,145	0,467	-45,1	0,009

El momento torsor “Mt” que aparece en las tablas anteriores es el momento transferido a la viga muñón debido a la fricción entre el buje y el eje cuando es accionada la compuerta. A continuación se presenta el momento torsor total, que surge de sumar al producido por fricción el momento torsor generado por la carga tangencial “T”, y el esfuerzo de corte “V”:

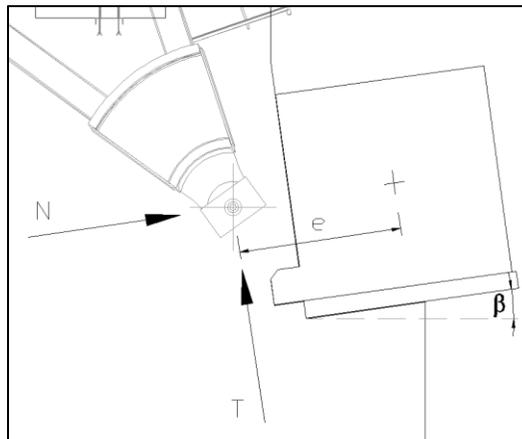


Figura 6.2. Esquema de descomposición de fuerzas actuantes

Tabla 10. Momentos torsores y esfuerzos de corte para el caso normal

α [°]	Mt [KNm]	Fr [KN]	δ [°]	N [KN]	T [KN]	Δ Mt [KNm]	(Mt)T [KNm]	V [KN]
9,60	65,00	3.039,00	1,60	3.037,82	84,85	162,92	227,92	3.037,82
-1,60	42,00	1.967,00	-9,60	1.939,45	-328,03	-629,83	671,83	1.939,45
-12,90	26,00	1.209,00	-20,90	1.129,45	-431,30	-828,09	854,09	1.129,45
-26,40	15,00	712,00	-34,40	587,48	-402,26	-772,33	787,33	587,48
-46,10	9,00	467,00	-54,10	273,84	-378,29	-726,32	735,32	273,84

Tabla 11. Momentos torsores y esfuerzos de corte para el caso con sismo MCE

α [°]	Mt [KNm]	Fr [KN]	δ [°]	N [KN]	T [KN]	Δ Mt [KNm]	(Mt)T [KNm]	V [KN]
10,10	129,00	6.056,00	2,10	6.051,93	221,91	426,08	555,08	6.051,93
4,00	78,00	3.643,00	-4,00	3.634,13	-254,12	-487,92	565,92	3.634,13
-3,90	42,00	1.924,00	-11,90	1.882,65	-396,74	-761,73	803,73	1.882,65
-18,90	19,00	870,00	-26,90	775,86	-393,62	-755,75	774,75	775,86
-45,10	9,00	467,00	-53,10	280,40	-373,45	-717,03	726,03	280,40

Dónde: $e = 1,92$ m (Distancia entre el centro del eje de la compuerta y el centro de la viga).

$\beta = 8^\circ$ (Ángulo de inclinación de la viga muñón respecto de la vertical).

$\alpha =$ Ángulo de la fuerza resultante Fr respecto de la horizontal.

$\delta =$ Ángulo entre la fuerza resultante Fr y la perpendicular a la cara de la viga.

N = Resultante de las fuerzas en el apoyo según un eje paralelo a los tensores longitudinales.

T = Resultante de las fuerzas en el apoyo según un eje perpendicular a los tensores longitudinales.

(Mt) T = Suma de los momentos torsores debidos a fricción y debidos a la acción de la fuerza T.

V = Esfuerzo de corte actuando sobre la viga (igual a N)

Estos valores obtenidos son utilizados en el apartado de diseño por corte y torsión para determinar las armaduras requeridas.

6.4.2 Cargas para verificación del pretensado

Se consideran 3 estados para la determinación de momentos máximos para verificar las tensiones en el hormigón:

- Peso propio de la viga muñón
- Pretensado final, empuje hidrostático y sismo MDE (ambas compuertas cerradas)
- Pretensado final y empuje hidrostático (una compuerta abierta y otra cerrada)

A su vez, el momento máximo que surja de estos estados se utiliza para la verificación de resistencia a flexión, siendo mayorado para obtener el momento último de diseño.

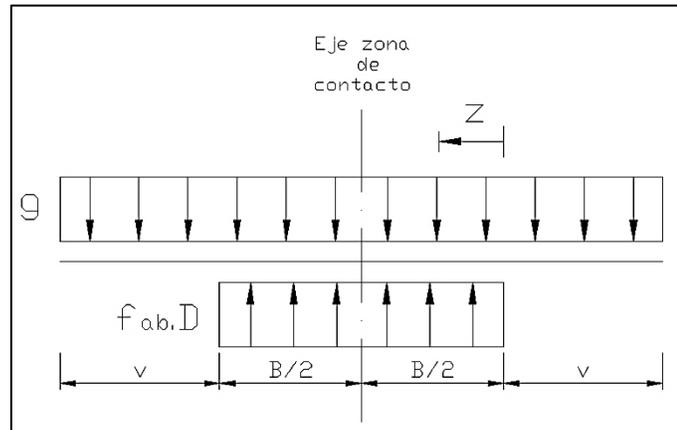


Figura 6.3. Esquema de peso propio y reacción

El peso propio por metro de viga muñón es:

$$g = D \times h \times \gamma_c = 2,50 \text{ m} \times 2,40 \text{ m} \times 24,5 \text{ KN} / \text{m}^3 = 147 \text{ KN} / \text{m}$$

El peso total de la viga muñón es:

$$P = g \times L = 147 \text{ KN} / \text{m} \times 4,90 \text{ m} = 720,3 \text{ KN}$$

La tensión máxima de contacto f_{AB} es:

$$f_{AB} \times D \times B = P \rightarrow f_{AB} \times D = P / B = 720,3 / 2,31 = 311,82 \text{ KN} / \text{m}$$

La ecuación del corte V en función de la ordenada z es:

$$V(z) = -g \times v - g \times z + (f_{AB} \times D) \times z$$

$$V(z) = -147 \times 1,295 - 147 \times z + 311,82 \times z$$

$$V(z) = 164,82 \times z - 190,36$$

La coordenada z para la cual $V(z) = 0$ es

$$V(z) = 0 \rightarrow z_1 = 1,155 \text{ m}$$

La ecuación del momento M en función de la ordenada z es:

$$M(z) = g \times (v+z)^2 / 2 - (f_{AB} \times D) \times z^2 / 2$$

Evaluando esta ecuación en $z_1 = 1,155 \text{ m}$ se obtiene el momento máximo debido al peso propio:

$$M(z_1) = 147 \times (1,295 + 1,155)^2 / 2 - (311,82) \times 1,155^2 / 2$$

$$M_{g \text{ máx}} = 233,20 \text{ KNm}$$

Descomponiendo este momento en las direcciones X e Y según la Figura 6.:

$$M_{g \text{ máx } x} = 233,20 \text{ KNm} \times \cos 8,00^\circ = 230,93 \text{ KNm} \text{ (Tracción en la cara superior).}$$

$$M_{g \text{ máx } y} = 233,20 \text{ KNm} \times \sin 8,00^\circ = 32,45 \text{ KNm} \text{ (Tracción en la cara aguas abajo).}$$

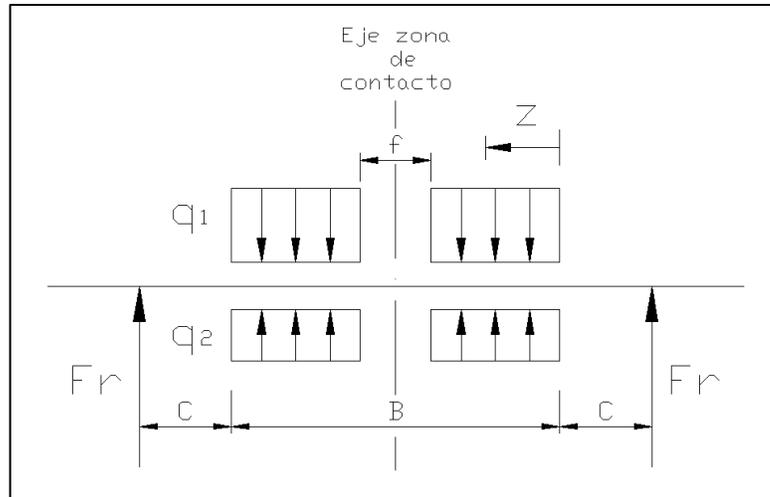


Figura 6.4. Esquema de equilibrio para empuje hidrostático + MDE

Tras restarle al estado tensional del pretensado final el provocado por el empuje hidrostático más el sismo se obtiene la reacción de la pila cuando ambas compuertas transmiten fuerzas a la viga muñón, que debe resistir el momento máximo que se genere.

De la sección 5.6.1 (situación A.2) se obtiene la tensión $q_1 / h = 572,39 \text{ tn/m}^2$. A su vez, de la sección 5.6.3 (situación C.1) se obtiene la tensión $q_2 / h = 287,17 \text{ tn/m}^2$. El valor de F_r es la suma de las fuerzas “H” y “E”. La ecuación del corte V en función de la ordenada z se escribe como:

$$V(z) = F_r - (q_1 - q_2) \times z = 619,48 - 684,53 z$$

La coordenada z para la cual $V(z) = 0$ es

$$V(z) = 0 \rightarrow z_1 = 0,905 \text{ m}$$

La ecuación del momento M en función de la ordenada z es:

$$M(z) = -F_r (C + z) - (q_1 - q_2) \times z^2 / 2$$

Evaluando esta ecuación en $z_1 = 0,905 \text{ m}$ se obtiene el momento máximo para este caso:

$$M(z_1) = -619,48 (0,65 + 0,905) - (572,39 - 287,17) \times 0,905^2 \times 2,4 / 2$$

$$M_{\text{máx}} = -682,95 \text{ tnm} \quad (-6802,21 \text{ KNm})$$

Este valor de momento se produce respecto al eje “y” con tracción en el contacto debido a que la inclinación del apoyo de la viga muñón coincide con la inclinación de los cables de la pila.

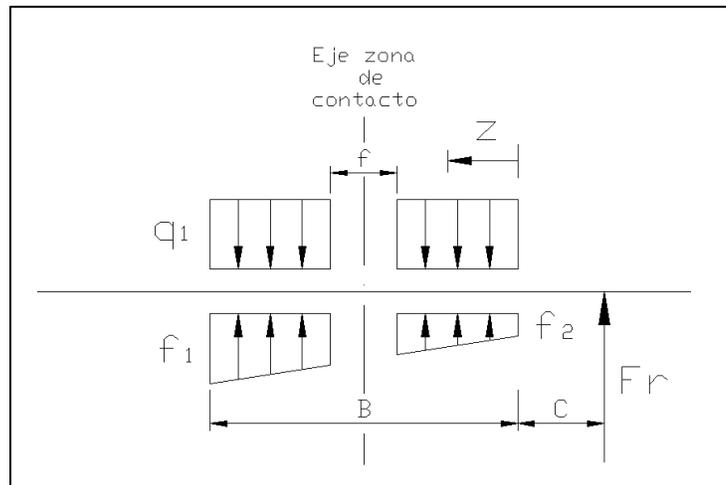


Figura 6.5. Esquema de equilibrio para empuje hidrostático de una sola compuerta

Tras restarle al estado tensional del pretensado final el provocado por el empuje hidrostático de una compuerta se obtiene la reacción de la pila cuando la compuerta transmite la fuerza a la viga muñón, que debe resistir el momento máximo que se genere.

De la sección 5.6.1 (situación A.2) se obtiene la tensión $q_1 / h = 572,39 \text{ tn/m}^2$. A su vez, de la sección 5.6.2 (situación B.1.2) se obtiene la tensión $f_1 / h = 767,00 \text{ tn/m}^2$ y $f_2 / h = 234,20 \text{ tn/m}^2$. El valor de F_r en este caso coincide con "H". La ecuación del corte V en función de la ordenada z se escribe como:

$$V(z) = F_r - q_1 \times z + f_2 \times z + (f_1 - f_2) / B \times z^2 / 2$$

$$V(z) = 311,83 - 1373,74 z + 562,08 z + (767 - 234,2) / 2,31 \times z^2 / 2 \times 2,4$$

$$V(z) = 276,78 z^2 - 811,66 z + 311,83$$

La coordenada z para la cual $V(z) = 0$ es

$$V(z) = 0 \rightarrow z_1 = 0,455 \text{ m}$$

La ecuación del momento M en función de la ordenada z es:

$$M(z) = -F_r (C + z) + q_1 \times z^2 / 2 - f_2 \times z^2 / 2 - (f_1 - f_2) / B \times z^3 / 6$$

Evaluando esta ecuación en $z_1 = 0,455 \text{ m}$ se obtiene el momento máximo para este caso:

$$M(z_1) = -311,83 (0,65 + 0,455) + 1373,74 \times 0,455^2 / 2 - 562,08 \times 0,455^2 / 2 - (1840,8 - 562,08) / 2,31 \times 0,455^3 / 6$$

$$M_{\text{máx}} = -259,88 \text{ tnm} \quad (-2588,46 \text{ KNm})$$

Al igual que en el caso anterior, este valor de momento se produce respecto al eje “y” con tracción en el contacto debido a que la inclinación del apoyo de la viga muñón coincide con la inclinación de los cables de la pila.

En la sección A.5 se presentan los correspondientes diagramas de corte y momento para los 3 esquemas mostrados. A pesar de que en último caso la carga era excéntrica, el momento máximo se obtuvo para la condición donde actúa el sismo (donde a pesar que las cargas son simétricas son de mucho mayor magnitud).

6.5 Verificación de tensiones en el hormigón

Al igual que en la sección 5.6, se utiliza la expresión del manual EM 1110-2-2702 para determinar las máximas tensiones de contacto en la viga muñón, que ocurren en los bordes:

En este caso, se presenta flexión oblicua (en los planos “x” e “y”), por lo que las tensiones máximas para cada caso ocurren en las esquinas de la viga muñón. Se analizan 2 casos: el pretensado inicial de la viga (considerando el peso propio) y el pretensado final de la misma considerando la carga hidrostática y el sismo MDE cuando actúan las dos compuertas (dado que en este caso se produce el mayor momento).

Considerando la numeración utilizada en la Figura 6.6, para el primer caso las tensiones máximas de compresión ocurren en la esquina “1” donde todas las tensiones se suman, mientras que las mínimas ocurren en la esquina “3” donde a la tensión axial del pretensado se le restan las tensiones provocadas por el momento del pretensado y los momentos en “x” e “y” debidos al peso propio.

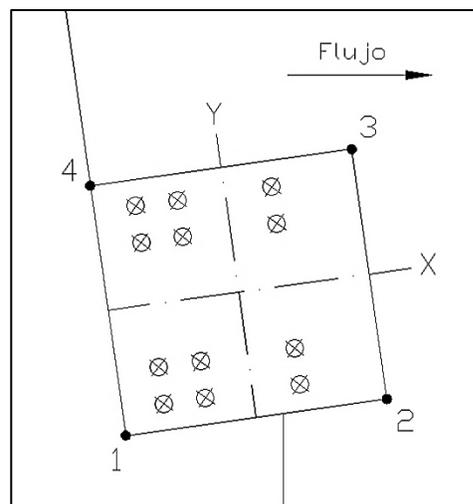


Figura 6.6. Esquinas características de la viga para el cálculo de tensiones

En cuanto al segundo caso, donde al estado de pretensado final se le adiciona la carga hidrostática y el sismo MDE, la fuerza de las compuertas producen tensiones de tracción en la cara “1-4” y de compresión en la cara “2-3”. A estas tensiones se oponen las provocadas por el peso de la viga y el momento del pretensado final.

Queda establecido que las tensiones máximas y mínimas se producen, en ambos casos, en las esquinas “1” y “3”. Al igual que para la pila, debe verificarse que las tensiones obtenidas no superen las límites determinadas en la sección 6.1.

6.5.1 Pretensado inicial y peso propio

$$N = N_0 = 2126,72 \text{ tn} \quad \wedge \quad M = M_p \quad \wedge \quad M_p = \sum_{i=1}^4 N_{01} \times n c_{Fi} \times e_{Fi} = 602,57 \text{ tnm}$$

Condición de verificación:

$$\sigma_{min} = \frac{N_0}{S} - \frac{M_p}{W_y} - \frac{M_{gy}}{W_y} - \frac{M_{gx}}{W_x} \geq -0,25 \sqrt{f'c} = -150,7 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{min} = \frac{2126,72}{6} - \frac{602,57}{2,5} - \frac{3,26}{2,5} - \frac{23,18}{2,4} = 102,5 \geq -150,7 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N_0}{S} + \frac{M_p}{W_y} + \frac{M_{gy}}{W_y} + \frac{M_{gx}}{W_x} \leq 0,60 f'c = 2141,41 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{2126,72}{6} + \frac{602,57}{2,5} + \frac{3,26}{2,5} + \frac{23,18}{2,4} = 606,44 \leq 2141,41 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

Las tensiones en la viga muñón se encuentran dentro de los límites admisibles.

6.5.2 Pretensado final, peso propio, carga hidrostática y sismo MDE

$$N = N_p = 1807,46 \text{ tn} \quad \wedge \quad M = M_p \quad \wedge \quad M_p = \sum_{i=1}^4 N_{01} \times n c_{Fi} \times e_{Fi} = 512,11 \text{ tnm}$$

Condición de verificación:

$$\sigma_{min} = \frac{N_0}{S} + \frac{M_p}{W_y} + \frac{M_{gy}}{W_y} + \frac{M_{gx}}{W_x} - \frac{M_{Fr}}{W_y} \geq -0,25 \sqrt{f'c} = -150,7 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{min} = \frac{1807,46}{6} + \frac{512,11}{2,5} + \frac{3,26}{2,5} + \frac{23,18}{2,4} - \frac{682,95}{2,5} = 243,87 \geq -150,7 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N_0}{S} - \frac{M_p}{W_y} - \frac{M_{gy}}{W_y} - \frac{M_{gx}}{W_x} + \frac{M_{Fr}}{W_y} \leq 0,45 f'c = 1606,06 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{1807,46}{6} - \frac{512,11}{2,5} - \frac{3,26}{2,5} - \frac{23,18}{2,4} + \frac{682,95}{2,5} = 358,62 \leq 1606,06 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

Las tensiones en la viga muñón se encuentran dentro de los límites admisibles.

6.6 Verificación de resistencia a flexión

Considerando que el pretensado de la viga sólo se ha verificado a cargas de servicio, es necesario verificar que resista a rotura con el momento máximo mayorado. La condición de resistencia a flexión implica:

$$\phi \times M_n \geq M_u$$

Dónde: M_u : es el momento solicitante debido a las cargas mayoradas.

M_n : es la resistencia nominal a la flexión de la viga muñón.

ϕ : es el factor de reducción de resistencia.

De la sección 6.4.2 se determina que para la condición extrema cuando actúa la fuerza de ambas compuertas durante el sismo MDE el momento máximo es de 6802,21 KNm. Según el apartado 9.2.1 del ACI 318 puede determinarse el factor de mayoración de cargas. Luego:

$$M_u = 1,4 (D + F) = 1,4 (0 + 6802,21) = 9523,09 \text{ KNm}$$

Para el cálculo del momento nominal M_n se calcula, en primera instancia, la tensión de tracción en los tensores mediante la expresión del apartado 18.7.2 del ACI 318:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right)$$

Dónde: $f_{pu} = 1864 \text{ MPa}$

$f'_c = 35 \text{ MPa}$

$\beta_1 = 0,80$ (para un hormigón de $f'_c = 35 \text{ MPa}$ según apartado 10.2.7.3 de ACI 318)

$\gamma_p = 0,28$ (para $f_{py} / f_{pu} = 0,90$)

$\rho_p = \text{cuantía del acero de pretensado} = A_{ps} / (b \times d_p)$

$d_p = \text{distancia entre la fibra extrema en compresión al centroide del acero de pretensado.}$

$d = \text{distancia entre la fibra extrema en compresión al centroide del acero de refuerzo} = 0$

$\omega = \text{cuantía del acero de refuerzo a tracción} = 0$

$\omega' = \text{cuantía del acero de refuerzo a compresión} = 0$

Inicialmente, se considera que no es necesario adicionar armadura de refuerzo. Usando como referencia la Figura 6.:

$$d_p = e + D / 2 = 0,283 + 2,5 / 2 = 1,533 \text{ m}$$

$$A_{ps} = A_p \times n = 12,6 \times 12 = 151,2 \text{ cm}^2$$

$$\rho_p = A_{ps} / (b \times d_p) = 151,2 \text{ cm}^2 / (240 \text{ cm} \times 153,3 \text{ cm}) = 0,00411$$

Luego:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} \right] \right) = 1864 \left(1 - \frac{0,28}{0,80} \left[0,00411 \left(\frac{1864}{35} \right) \right] \right) = 1721,20 \text{ MPa}$$

La tensión del acero calculada anteriormente es válida sólo si todos los cables se encuentran en la zona de tracción. Para verificar la altura del eje neutro se determina primero la altura del bloque de compresión (“a”) por equilibrio de momentos internos en la viga:

$$a = \frac{A_{ps} f_{ps}}{b \beta_1 f'_c} = \frac{151,2 \times 1721,2}{240 \times 0,85 \times 35} = 36,45 \text{ cm}$$

La profundidad del eje neutro c, respecto de la fibra extrema en compresión es:

$$c = a / \beta_1 = 36,45 \text{ m} / 0,80 = 45,56 \text{ cm}$$

Dado que $c < 80 \text{ cm}$ (distancia entre la fibra comprimida y la primera fila de tensores), se verifica que todos los tensores se encuentran en zona traccionada, por lo que la tensión en el acero calculada es correcta. Se determina la deformación específica en el acero como:

$$\varepsilon_{ps} = f_{ps} / E_p = 1721,20 \text{ MPa} / 195000 \text{ MPa} = 0,008827$$

Como $\varepsilon_{ps} > 0,005$, corresponde utilizar el factor de reducción de resistencia para elementos controlados por tracción $\phi = 0,90$ (apartado 9.3.2 de ACI 318). Luego:

$$M_n = A_{ps} \times f_{ps} \times (d_p - a/2) = 0,01512 \text{ m}^2 \times 1721200 \text{ KN/m}^2 \times (1,533 \text{ m} - 0,3645 \text{ m}/2)$$

$$M_n = 35152,65 \text{ KNm}$$

$$\phi \times M_n = 0,9 \times 35152,65 \text{ KN m} = 31637,39 \text{ KN m} \geq 9523,09 \text{ KNm}$$

Se verifica la resistencia a flexión, por lo tanto no es necesario adicionar armadura de refuerzo.

7 DETERMINACIÓN DE ARMADO NO POSTESADO

En este capítulo se determinan las armaduras de refuerzo necesarias para resistir los esfuerzos de corte y torsión de la viga muñón, así como también las armaduras requeridas para evitar fisuración en la zona de introducción del esfuerzo (tanto para el postensado longitudinal como para el transversal).

7.1 Cargas de corte y torsión de la viga muñón

A partir de valores de servicio de la fuerza de corte “V” y del momento torsor “T” se obtienen las cargas últimas para las combinaciones de carga consideradas según el apartado 9.2.1 del ACI 318:

- Caso normal: $U = 1.4 \times (D + F)$
- Caso con sismo MDE: $U = 1.2 \times (D + F) + 1.0 \times E (MDE)$

Considerando las cargas obtenidas en la Tabla 10 (caso normal) y Tabla 11 (caso con sismo MDE) se determinan las cargas últimas para cada ángulo de apertura de la compuerta:

Tabla 12. Momentos torsores y esfuerzos de corte últimos para el caso normal

α [°]	V_u [KN]	T_u [KNm]
9,60	4.252,94	319,09
-1,60	2.715,24	940,56
-12,90	1.581,23	1.195,72
-26,40	822,47	1.102,27
-46,10	383,37	1.029,44

Tabla 13. Momentos torsores y esfuerzos de corte últimos para el caso con sismo MDE

α [°]	V_u [KN]	T_u [KN m]
10,10	6.659,50	600,66
4,00	4.022,02	700,28
-3,90	2.108,54	974,55
-18,90	893,36	932,21
-45,10	335,16	873,09

De las tablas anteriores se determina un valor de $V_u = 6659,50$ KN y $T_u = 1029,44$ KNm. Adicionalmente es necesario verificar, para los dos casos y todos los ángulos de apertura de la compuerta, en forma conjunta el corte y la torsión para controlar las fisuras por tracción diagonal.

7.2 Armaduras de corte

De acuerdo al apartado 11.3.3 del código ACI 318, la resistencia al corte proporcionada por el hormigón V_c debe ser el menor entre V_{ci} y V_{cw} . Estos valores se definen como:

$$V_{ci} = 0,05 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{m\acute{a}x}} \quad \wedge \quad V_w = (0,29 \lambda \sqrt{f'_c} + 0,3 f_{pc}) b_w d_p + V_p$$

Dónde: λ = factor de modificación para hormigón liviano (en este caso igual a 1)

b_w = h (altura de la viga muñón)

d_p = mayor valor entre $(e + D / 2 = 1,533\text{m} ; 0,80 D = 2,00 \text{ m}) = 2,00 \text{ m}$

V_d = fuerza cortante en la sección debidas a las cargas muertas no mayoradas. Se considera en forma conservadora el corte en dirección “x” del voladizo de la viga:

$$V_d = g \times 1,295 \text{ m} \times \sin 8,00^\circ = 147 \text{ KN/m} \times 1,295 \text{ m} \times \sin 8,00^\circ = 26,49 \text{ KN}$$

V_i = fuerza de corte mayorada en la sección debido a cargas aplicadas externamente que se presentan simultáneamente con $M_{m\acute{a}x}$. Puede determinarse como:

$$V_i = V_u - V_d = 6659,50 - 26,49 = 6633,01 \text{ KN}$$

$M_{m\acute{a}x}$ = máximo momento mayorado en la sección debido a cargas externas.

$$M_{m\acute{a}x} = M_u = 9523,09 \text{ KNm}$$

f_{pc} = tensión de compresión en el hormigón debido a las fuerzas efectivas de pretensado en el centroide de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente.

$$f_{pc} = P_e / S = 1807,71 / 6,00 = 301,28 \text{ tn/m}^2 \text{ (3000,80 KN/m}^2\text{)}$$

V_p = componente vertical de la fuerza efectiva de pretensado en la sección. Como los tensores son rectos $\rightarrow V_p = 0$.

M_{cre} se define como el momento que produce fisuración por flexión en la sección debido a cargas aplicadas externamente. Puede determinarse como:

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t} \right) (0,5 \lambda \sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d)$$

Dónde: $I =$ momento de inercia de la sección $= h \times D^3 / 12 = 2,4 \times 2,5^3 / 12 = 3,125 \text{ m}^4$

$y_t =$ distancia entre el centroide de la sección a la fibra extrema en tracción.

$$y_t = D / 2 - e = 2,5 / 2 - 0,283 = 0,967 \text{ m}$$

$f_{pe} =$ tensión de compresión en el hormigón debido a las fuerzas efectivas de pretensado en la fibra extrema de la sección en donde se producen tracciones debidas a las cargas externas.

$$f_{pe} = P_e / S + M_p / W_y = 1807,46 / 6,00 + 512,11 / 2,50 = 506,09 \text{ tn/m}^2 \text{ (5040,65 KN/m}^2\text{)}$$

$f_d =$ tensión debido a las cargas muertas no mayoradas en la fibra extrema de la sección en donde se producen tracciones debidas a las cargas externas.

$$f_d = V_d \times (1,295 / 2) / W_y = 26,49 \times (1,295 / 2) / 2,50 = 6,86 \text{ KN/m}^2$$

Luego: $M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t} \right) (0,5 \lambda \sqrt{f'c} + f_{pe} - f_d)$

$$M_{cre} = \left(\frac{3,125}{0,967} \right) (0,5 \sqrt{35} \times 10^3 + 5040,65 - 6,86)$$

$$M_{cre} = 25826,75 \text{ KNm}$$

$$V_{ci} = 0,05 \lambda \sqrt{f'c} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{m\acute{a}x}}$$

$$V_{ci} = 0,05 \sqrt{35} \times 10^3 \times 2,40 \times 2,00 + 26,49 + \frac{6633,01 \times 25826,75}{9523,09} = 19435,16 \text{ KN}$$

$$V_w = (0,29 \lambda \sqrt{f'c} + 0,3 f_{pc}) b_w d_p + V_p$$

$$V_w = (0,29 \times \sqrt{35} \times 10^3 + 0,3 \times 3000,80) \times 2,40 \times 2,00 + 0 = 12556,33 \text{ KN}$$

La condición de resistencia al corte implica:

$$V_u < \phi V_n = \phi (V_c + V_s) ; \phi = 0,75 \text{ (Según apartado 9.3.2.3 del ACI 318)}$$

$$V_c = \text{mín} (V_{ci} ; V_w) = 12556,33 \text{ KN} \rightarrow \phi V_c = 0,75 \times 12556,33 \text{ KN} = 9417,25 \text{ KN} > V_u$$

Como $V_s = 0$ se determina la armadura mínima según el apartado 11.4.6.4 del ACI 318 como:

$$\frac{A_v \text{ mín } 1}{s} = \text{máx} \left(0,062 \sqrt{f'c} \frac{b_w}{f_y} ; 0,35 \frac{b_w}{f_y} \right) ; \frac{A_v \text{ mín } 2}{s} = \frac{A_{ps} f_{pu}}{80 f_y d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$$

$$\frac{A_v \text{ mín}}{s} = \text{mín} \left[\frac{A_v \text{ mín } 1}{s} ; \frac{A_v \text{ mín } 2}{s} \right]$$

$$\frac{A_{v \text{ mín } 1}}{s} = \text{máx} \left(0,062 \times \sqrt{35} \times \frac{2,40}{420} \times 10^4 ; 0,35 \times \frac{2,40}{420} \times 10^4 \right)$$

$$\frac{A_{v \text{ mín } 1}}{s} = \text{máx} \left(20,96 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} ; 20 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right) = 20,96 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\frac{A_{v \text{ mín } 2}}{s} = \frac{12 \times 12,60 \times 1864}{80 \times 420 \times 1,533} \sqrt{\frac{1,533}{2,40}} = 4,37 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\frac{A_{v \text{ mín}}}{s} = \text{mín} \left[20,96 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} ; 4,37 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right] = 4,37 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Para las armaduras transversales se proporcionan estribos Ø10 de 2 ramas más 4 ganchos Ø10 cada 20 cm (23,56 cm² / m) en toda la viga.

7.3 Armaduras de torsión

Según el apartado 11.5.1 del ACI 318 los efectos de torsión para elementos preesforzados pueden despreciarse si se verifica:

$$T_u < \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0,33 \lambda \sqrt{f'_c}}}$$

Dónde: A_{cp} = área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de concreto.

$$A_{cp} = S = 6,00 \text{ m}^2$$

p_{cp} = perímetro exterior de la sección transversal de concreto.

$$p_{cp} = U = 9,80 \text{ m}$$

$$f_{pc} = 3000,80 \text{ KN/m}^2 \text{ (definido en sección 7.2)}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (Según apartado 9.3.2.3 del ACI 318)}$$

$$\text{Luego: } T_u < 0,75 \times 0,083 \times \sqrt{35} \times 10^3 \times \frac{6,00^2}{9,80} \times \sqrt{1 + \frac{3000,80}{0,33 \sqrt{35} \times 10^3}} = 2154,84 \text{ KNm}$$

Como $T_u = 1029,44 \text{ KNm}$ no es necesario adicionar armadura por torsión. Las armaduras transversales en forma de estribos corresponden a las determinadas en la sección 7.2, mientras que las longitudinales se obtienen en la sección 7.5.4 para toda la viga.

7.4 Verificación conjunta de corte y torsión

Se requiere verificar que la sección de hormigón de la viga cumpla con la siguiente condición para prevenir el aplastamiento y reducir el agrietamiento. Según el apartado 11.5.3.1 del ACI 318:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0,66 \sqrt{f'c}\right)$$

Dónde: p_h = perímetro del eje del refuerzo transversal cerrado.

A_{oh} = área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado.

Tratándose de una estructura hidráulica expuesta a contacto con el agua, se considera un recubrimiento de 8 cm que cumple con el valor mínimo establecido en la norma ACI 350 en el apartado 7.7.1. Con este valor puede determinarse:

$$p_h = 2 [(D - 2 \times 9) + (h - 2 \times 9)] = 2 [(250 - 18) + (240 - 18)] = 908 \text{ cm (9,08 m)}$$

$$A_{oh} = (D - 2 \times 9) \times (h - 2 \times 9) = (250 - 18) \times (240 - 18) = 51504 \text{ cm}^2 (5,15 \text{ m}^2)$$

Esta expresión debe ser verificada para todas las combinaciones de corte y torsión dadas por el ángulo de apertura de la compuerta (tanto para el caso normal como para el caso con sismo MDE):

Tabla 14. Verificación conjunta de corte y torsión para el caso normal

α	V_u	T_u	(1)	(2)	(3)	(4)	(3) < (4)
[°]	[MN]	[MNm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
9,60	4,25	0,32	0,89	0,06	0,89	4,92	Verifica
-1,60	2,72	0,94	0,57	0,19	0,60	4,92	Verifica
-12,90	1,58	1,20	0,33	0,24	0,41	4,92	Verifica
-26,40	0,82	1,10	0,17	0,22	0,28	4,92	Verifica
-46,10	0,38	1,03	0,08	0,21	0,22	4,92	Verifica

Tabla 15. Verificación conjunta de corte y torsión para el caso con sismo MDE

α	V_u	T_u	(1)	(2)	(3)	(4)	(3) < (4)
[°]	[MN]	[MNm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
10,10	6,66	0,60	1,39	0,12	1,39	4,92	Verifica
4,00	4,02	0,70	0,84	0,14	0,85	4,92	Verifica
-3,90	2,11	0,97	0,44	0,20	0,48	4,92	Verifica
-18,90	0,89	0,93	0,19	0,19	0,26	4,92	Verifica
-45,10	0,34	0,87	0,07	0,18	0,19	4,92	Verifica

Dónde: (1) = $\frac{V_u}{b_w d}$; (2) = $\frac{T_u p_h}{1,7 A_{oh}^2}$; (3) = $\sqrt{(1)^2 + (2)^2}$; (4) = $\phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0,66 \sqrt{f'c} \right)$

La sección de la viga verifica la expresión para todos los casos.

7.5 Armaduras en la zona general de introducción del esfuerzo

Haciendo uso de las expresiones obtenidas de las “Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD” se determinan los esfuerzos en la zona general de la viga muñón y de la pila central. Se aclara que los apartados citados en esta sección corresponden a la norma antes mencionada.

7.5.1 Fuerzas mayoradas de la pila y la viga

Según el apartado 3.4.3.2 de la norma, la fuerza de diseño para las zonas de anclaje de postesado se debe tomar como 1,2 veces la máxima fuerza de tesado. Luego:

$$P_{u \text{ pila}} = 1,2 \times 0,8 \times A_{ps} \times f_{pu} = 0,96 \times 16,8 \times 1864 / 10 = 3006,3 \text{ KN} \quad (301,8 \text{ tn})$$

$$P_{u \text{ viga}} = 1,2 \times 0,8 \times A_{ps} \times f_{pu} = 0,96 \times 12,6 \times 1864 / 10 = 2254,7 \text{ KN} \quad (226,4 \text{ tn})$$

Estas fuerzas mayoradas corresponden a un solo cable.

7.5.2 Tensiones de compresión

Según el apartado 5.10.9.6.2 de la norma, la tensión de compresión en el hormigón delante de los dispositivos de anclaje (f_{ca}) debe cumplir la siguiente expresión:

$$f_{ca} = \frac{0,6 P_u k}{A_b \left(1 + l_c \left(\frac{1}{b_{eff}} - \frac{1}{t} \right) \right)} \leq 0,7 f'c$$

$$\text{Si } a \leq s \leq 2a_{eff} \rightarrow k = 1 + \left(2 - \frac{s}{a_{eff}}\right) \left(0,3 + \frac{n}{15}\right) ; \text{ Si } s > 2a_{eff} \rightarrow k = 1$$

Dónde: A_b = área de la placa de anclaje

l_c = extensión longitudinal de la armadura local

a = dimensión lateral de la placa de anclaje

a_{eff} = dimensión lateral efectiva mayor del apoyo

b_{eff} = dimensión lateral efectiva menor del apoyo

t = espesor del elemento

n = cantidad de tensores en una fila

s = separación entre centros de anclajes

k = factor de corrección para anclajes poco separados

La expresión anterior se evalúa considerando la fila más desfavorable (mayor cantidad de anclajes y menor separación entre centros) tanto para la pila como para la viga muñón.

Tabla 16. Verificación de tensiones de compresión en la pila central

P_U	a	$a_{eff} = b_{eff}$	A_b	l_c	t	n	s	k	f_{ca}	$0,7 f_{ci}$
tn	m	m	m ²	m	m	Adim.	m	m	MPa	MPa
1207,3	0,22	0,31	0,0755	0,6	2,40	4	0,35	1,494	5,338	24,50

Tabla 17. Verificación de tensiones de compresión en la viga muñón

P_U	a	$a_{eff} = b_{eff}$	A_b	l_c	t	n	s	k	f_{ca}	$0,7 f_{ci}$
tn	m	m	m ²	m	m	Adim.	m	m	MPa	MPa
905,5	0,2	0,25	0,0491	0,5	2,40	4	0,35	1,340	5,313	24,50

Se verifica la tensión de compresión en el hormigón para la pila central y la viga muñón.

7.5.3 Fuerzas de desgarramiento

Según el apartado 5.9.10.6.3 de la norma, las fuerzas de desgarramiento por tracción en las zonas de anclaje, T_{burst} , se pueden evaluar como:

$$T_{burst} = 0,25 \sum P_u \left(1 - \frac{a}{h}\right) + 0,5 \left| \sum P_u \times \text{sen}(\alpha) \right| ; d_{burst} = 0,5 (h - 2e) + 5e \times \text{sen}(\alpha)$$

Dónde: d_{burst} = distancia entre la placa de anclaje y el baricentro de la fuerza T_{burst} .

α = ángulo de inclinación del cable.

e = excentricidad del anclaje o grupo de anclajes respecto al baricentro de la sección.

h = dimensión lateral considerada de la sección.

L_{min} = longitud mínima donde debe extenderse la armadura. (mín [2,5 d_{burst} ; 1,5 h])

Al igual que en el caso anterior se considera la fila más desfavorable. Los tensores de la viga son rectos, mientras que los de la pila presentan una leve desviación cerca de la mitad de la longitud, por lo que se consideran también como rectos.

Tabla 18. Fuerza de desgarramiento vertical y longitud de distribución en la pila central

h	e	α	a	T_{burst} (4 cables en fila)	d_{burst}	L_{min}
m	m	radianes	m	tn	m	m
2,40	0	0	1,50	452,75	1,20	3,00

Tabla 19. Armadura provista por desgarramiento vertical de la pila central

Acero nec.	d_{be}	A d_{be}	N° d_{be}	N° capas	Acero provisto
cm^2	mm	cm^2	Adim.	Adim.	cm^2
107,37	25	4,91	2	11	107,99

Tabla 20. Fuerza de desgarramiento horizontal y longitud de distribución en la pila central

h	e	α	a	T_{burst} (4 cables en fila)	$d_{burst 1}$	L_{min}
m	m	radianes	m	tn	m	m
2,31	0	0	1,80	266,55	1,16	2,89

Tabla 21. Armadura provista por desgarramiento horizontal de la pila central

Acero nec.	d_{be}	A d_{be}	N° d_{be}	N° capas	Acero provisto
cm^2	mm	cm^2	Adim.	Adim.	cm^2
63,21	20	3,14	2	11	69,12

Se proveen 2 Ø25 por cable en 11 capas verticales y 2 Ø20 por cable en 11 capas horizontales que conforman una malla cruzada que debe extenderse en un largo de 3 metros. Las barras deben prolongarse hasta los bordes de la sección de contacto con la viga muñón.

Tabla 22. Fuerza de desgarramiento vertical y longitud de distribución en la viga muñón

Fuerza de desgarramiento vertical						
h	e	α	a	T_{burst} (4 cables en fila)	d_{burst}	L_{min}
m	m	radianes	m	tn	m	m
2,4	0,00	0,00	1,90	188,65	1,20	3,00

Tabla 23. Armadura provista por desgarramiento vertical de la viga muñón

Armadura vertical					
Acero nec.	d_{be}	A d_{be}	N° d_{be}	N° capas	Acero provisto
cm^2	mm	cm^2	Adim.	Adim.	cm^2
52,63	20	3,14	2	10	62,83

Tabla 24. Fuerza de desgarramiento horizontal y longitud de distribución en la viga muñón

Fuerza de desgarramiento horizontal						
h	e	α	a	T_{burst} (4 cables en fila)	d_{burst}	L_{min}
m	m	radianes	m	tn	m	m
2,5	0,28	0,00	1,30	434,64	0,97	2,42

Tabla 25. Armadura provista por desgarramiento horizontal de la viga muñón

Armadura horizontal					
Acero nec.	d_{be}	A d_{be}	N° d_{be}	N° capas	Acero provisto
cm^2	mm	cm^2	Adim.	Adim.	cm^2
121,26	25	4,91	2	13	127,63

Se proveen 2 Ø20 por cable en 10 capas verticales y 2 Ø25 por cable en 13 capas horizontales que conforman una malla cruzada que debe extenderse en todo el largo de la viga. Las barras deben prolongarse hasta los bordes de la sección de la viga.

7.5.4 Tracción en los bordes

Según el apartado 5.10.9.6.4 de la norma, la fuerza de tracción en los bordes longitudinales se puede determinar a partir de un análisis de una sección ubicada a un medio de la altura de la sección a partir de la superficie cargada considerada como una viga solicitada por una combinación de flexión y carga axial. Si la tensión de compresión del hormigón no supera la mitad de su resistencia característica se puede considerar que la variación tensional es lineal, tal como se muestra en el dibujo de la derecha de la Figura 7.1.

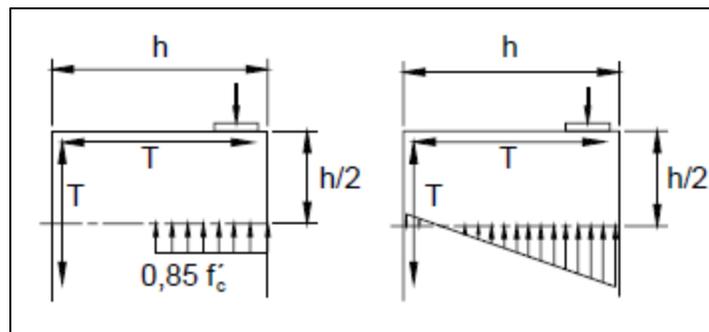


Figura 7.1. Fuerzas de tracción en los bordes por introducción de esfuerzo

Dado que los esfuerzos obtenidos dependen de la secuencia de tesado, se considera el peor caso donde se tesan todos los cables de un lado del eje baricéntrico de la sección, provocando el mayor momento posible y, por lo tanto, la mayor tracción posible en la cara opuesta (donde los cables no están tesados). Esta consideración es conservadora puesto que en la práctica los elementos se tesan simétricamente para evitar tracciones elevadas no previstas en el diseño. Aquí se considera con el fin de contemplar errores y así determinar la armadura que evite esta falla.

Tabla 26. Tensión de tracción en caras verticales de la pila central

6 x Pu	h	e	S	Wx	fb	ft	0,5 f'c	T
tn	m	m	m ²	m ³	Mpa	Mpa	Mpa	tn
1811,0	2,4	0,50	4,344	1,738	9,34	-1,04	17,5	31,27

Tabla 27. Armadura provista por tracción en caras verticales de la pila central

d _{be}	Área d _{be}	Área necesaria	Nº barras necesarias
mm	cm ²	cm ²	Adim.
12	1,13	7,41	7

Tabla 28. Tensión de tracción en caras horizontales de la pila central

6 x Pu	h	e	S	Wy	fb	ft	0,5 f'c	T
tn	m	m	m ²	m ³	Mpa	Mpa	Mpa	tn
1811,0	4,9	0,70	4,344	2,113	10,13	-1,82	17,5	171,14

Tabla 29. Armadura provista por tracción en caras horizontales de la pila central

d _{be}	Área d _{be}	Área necesaria	Nº barras necesarias
mm	cm ²	cm ²	Adim.
20	3,14	40,59	13

Las tablas anteriores corresponden a la pila central, donde se considera tanto en sentido vertical como horizontal la acción de 6 cables excéntricos. La variación del diagrama puede considerarse lineal, por lo que la determinación de las armaduras es directa. Se provee Ø20 c/15 cm en todas las caras para simplificar el armado.

Tabla 30. Tensión de tracción en caras verticales de la viga muñón

6 x Pu	h	e	S	Wx	fb	ft	0,5 f'c	T
tn	m	m	m ²	m ³	Mpa	Mpa	Mpa	tn
1358,2	2,4	0,775	6,000	2,400	6,623	-2,114	17,5	154,04

Tabla 31. Armadura provista por tracción en caras verticales de la viga muñón

d _{be}	Área d _{be}	Área necesaria	Nº barras necesarias
mm	cm ²	cm ²	Adim.
20	3,14	37	12

Tabla 32. Tensión de tracción en caras horizontales de la viga muñón

8 x Pu	D	e	S	Wy	fb	ft	0,5 f'c	T
tn	m	m	m ²	m ³	Mpa	Mpa	Mpa	tn
1811,0	2,5	0,650	6,000	2,500	7,696	-1,684	17,5	94,81

Tabla 33. Armadura provista por tracción en caras horizontales de la viga muñón

d_{be}	Área d_{be}	Área necesaria	N° barras necesarias
mm	cm ²	cm ²	Adim.
20	3,14	22	7

Las tablas anteriores corresponden a la viga muñón, donde se considera en sentido vertical la acción de 6 cables, mientras que en sentido horizontal se consideran 8 cables excéntricos. La variación del diagrama puede considerarse lineal al igual que para el caso de la pila. Se provee $\varnothing 20$ c/15 cm en todas las caras para simplificar el armado.

7.5.5 Fuerzas de descantillado

Según el apartado 5.10.9.3.2 de la norma, la fuerza de descantillado considerada no debe ser menor que el 2% de la carga mayorada del preesfuerzo. Sin embargo si la fuerza de tracción en los bordes es superior, debe considerarse a ésta para determinar las armaduras en la cara de los anclajes. Luego:

$$T_{descantillado\ pila} = \text{máx} (0,02 P_{u\ Total} ; T_{máx}) = \text{máx} (72\ tn ; 171\ tn) = 171\ tn$$

$$T_{descantillado\ viga} = \text{máx} (0,02 P_{u\ Total} ; T_{máx}) = \text{máx} (54\ tn ; 154\ tn) = 154\ tn$$

En ambos casos, la fuerza de descantillado coincide con las fuerzas de tracción máximas, por lo que el armado coincide con el propuesto en el punto anterior. Cabe destacar que en la cara de los anclajes el armado debe ser en ambas direcciones “cerrando” los vértices de la sección y prolongando las armaduras.

7.6 Armaduras en la zona local de introducción del esfuerzo

Las elevadas tensiones de compresión transferidas por la placa de anclaje debido al preesfuerzo introducido no son soportadas por el hormigón sin la adición de armadura en la zona local. Ésta se considera como un prisma con un área similar a la placa de anclaje y con una longitud determinada por las hélices de confinamiento. Para los anclajes de 9 cables se proveen 4 $\varnothing 12$ en 5 capas c/6 cm, mientras que para los anclajes de 12 cables se proveen 4 $\varnothing 12$ en 6 capas c/6 cm. El refuerzo adicional se obtuvo del documento “European Technical Approval DYWIDAG Post-Tensioning (ETA-06-0022)”. El sistema PROTENDE no otorga información acerca de la

armadura en la zona local por lo que se utiliza el documento técnico del sistema DYWIDAG para la determinación de armaduras, dado que presenta anclajes muy similares.

7.7 Esquemas de armado

7.7.1 Armaduras para el postensado transversal

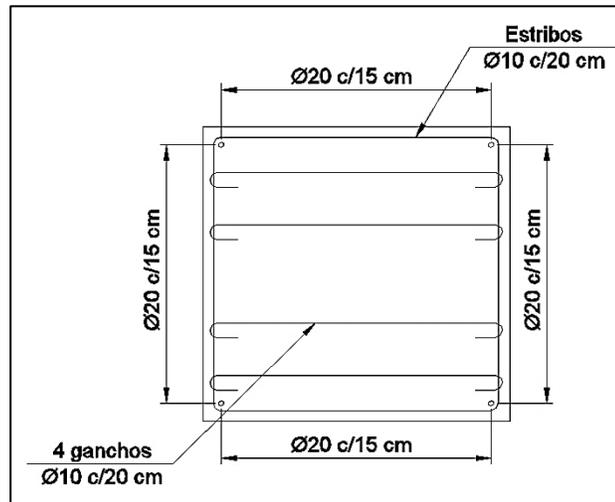


Figura 7.2. Armaduras de corte (estribos y ganchos) y por tracción en los bordes (longitudinales)

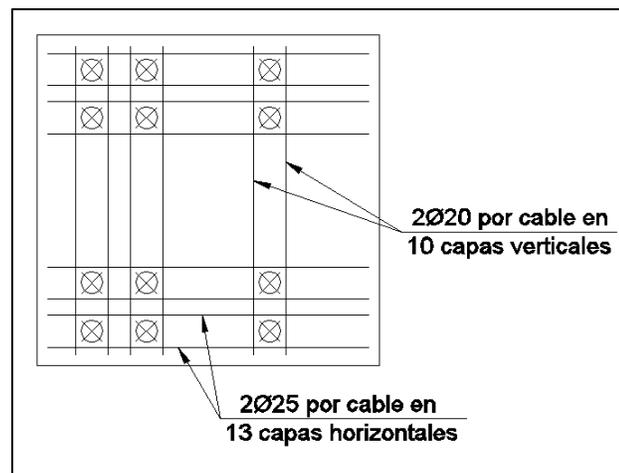


Figura 7.3. Armaduras de desgarramiento en toda la longitud de la viga

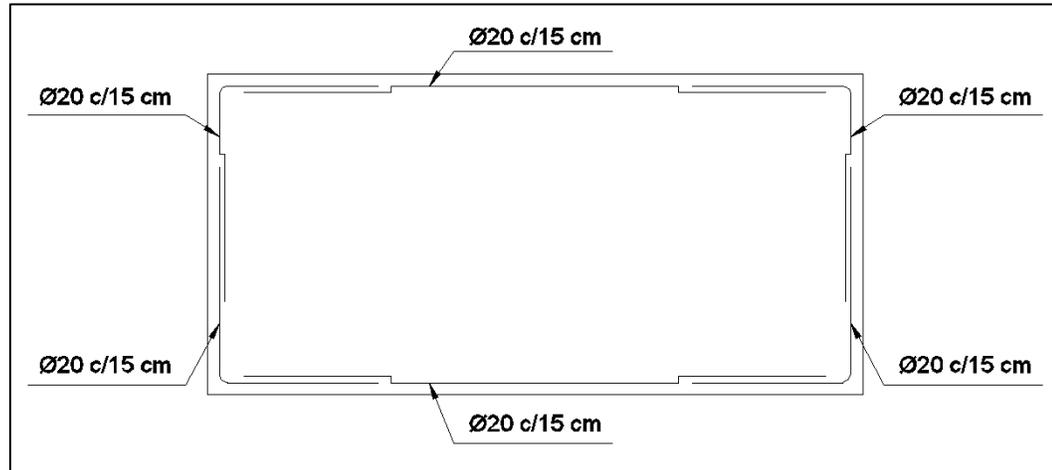


Figura 7.4. Vinculación entre armadura de descantillado y armadura por tracción en los bordes

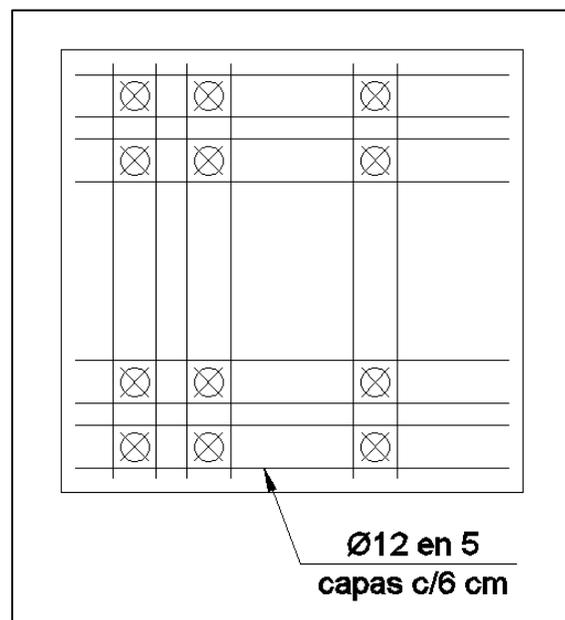


Figura 7.5. Armaduras de la zona local en la cara de los anclajes

Se aclara que la Figura 7.4 representa las armaduras longitudinales en ambos sentidos ortogonales, dado que la armadura por tracción en los bordes y la de descantillado debe ir en las 4 caras. Las armaduras de desgarramiento comienzan después de la ubicación de las armaduras de la zona local (dadas por la longitud de la hélice de confinamiento de los anclajes).

A su vez, las armaduras de desgarramiento y las de la zona local deben colocarse en las 2 caras de los anclajes, puesto que el esfuerzo se introduce de ambos lados.

7.7.2 Armaduras para el postensado longitudinal

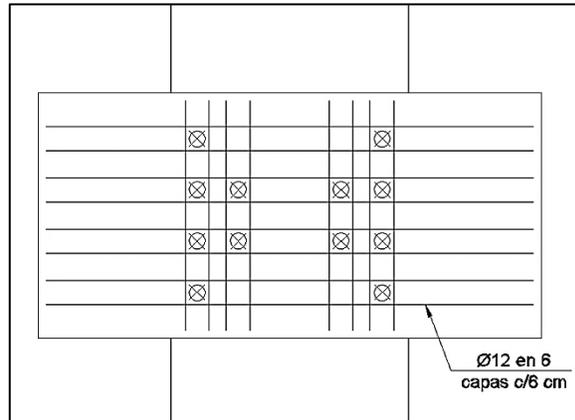


Figura 7.6. Armaduras de la zona local en la cara de los anclajes del postensado longitudinal

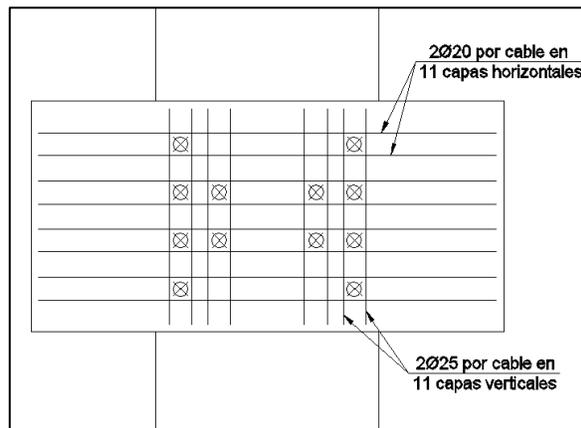


Figura 7.7. Armaduras de desgarramiento del postensado longitudinal en la sección de la viga

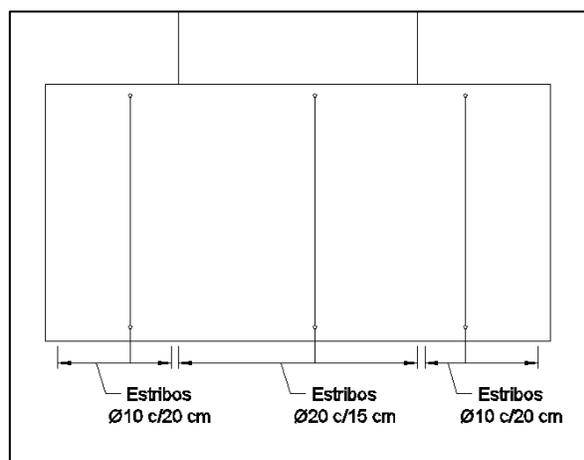


Figura 7.8. Armaduras de desgarramiento del postensado longitudinal en la sección de la viga

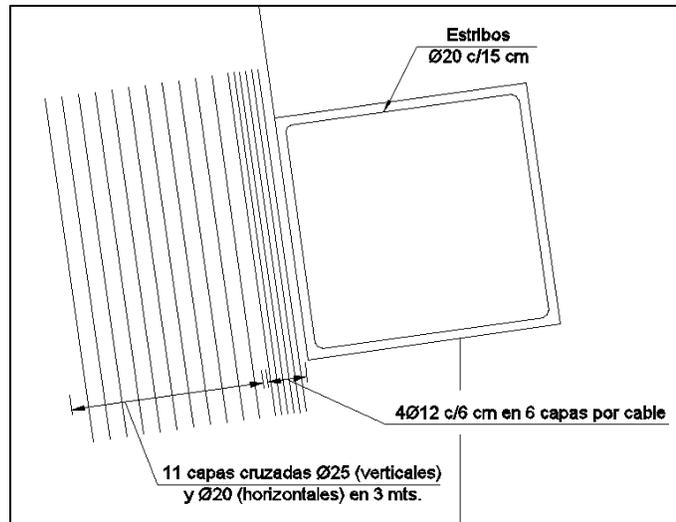


Figura 7.9. Armaduras de la zona local y desgarramiento dentro de la sección de la pila

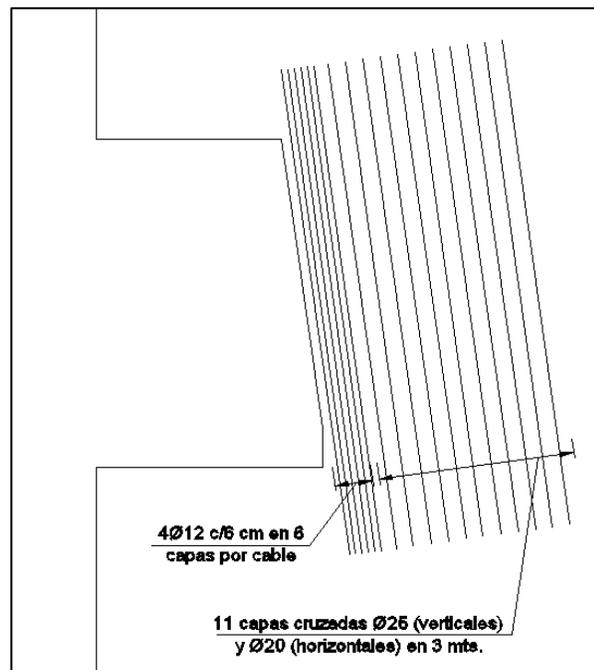


Figura 7.10. Armaduras de la zona local y desgarramiento en el pozo de tesado de la viga

Dentro de la sección de la pila no se consideran las armaduras dadas por tracción en los bordes puesto que el armado mínimo provisto por la norma ACI 350 por contracción y temperatura, sumado a las mayores dimensiones que las de la zona de contacto, cubren este requisito. Esto implica que solo corresponde armadura de zona local y desgarramiento en el pozo de tesado y en el contacto viga-pila. Los estribos de la viga en el ancho del contacto corresponden a las armaduras para control de tracción en los bordes verticales para la pila (para evitar la posible fisuración durante las operaciones de tesado).

8 DIMENSIONAMIENTO DE LA PILA CENTRAL

Habiendo determinado el sistema de tesado longitudinal y transversal para resistir las cargas de las compuertas radiales y la verificación a flexión, corte y torsión de la viga muñón, resta determinar el armado necesario de la pila central siguiendo el diseño por resistencia. Considerando que en los capítulos anteriores se han definido las características de los materiales y se ha descrito la estructura, se define la geometría a partir de la cual se obtiene el modelo de elementos finitos (MEF) representativo en el software SAP2000.

8.1 Geometría

A partir del modelo tridimensional del vertedero se obtienen las superficies medias representativas de carácter bidimensional. Se presentan los dibujos con dimensiones de referencia de la pila central y del zócalo inferior que permiten obtener el modelo de lámina discretizado en elementos.

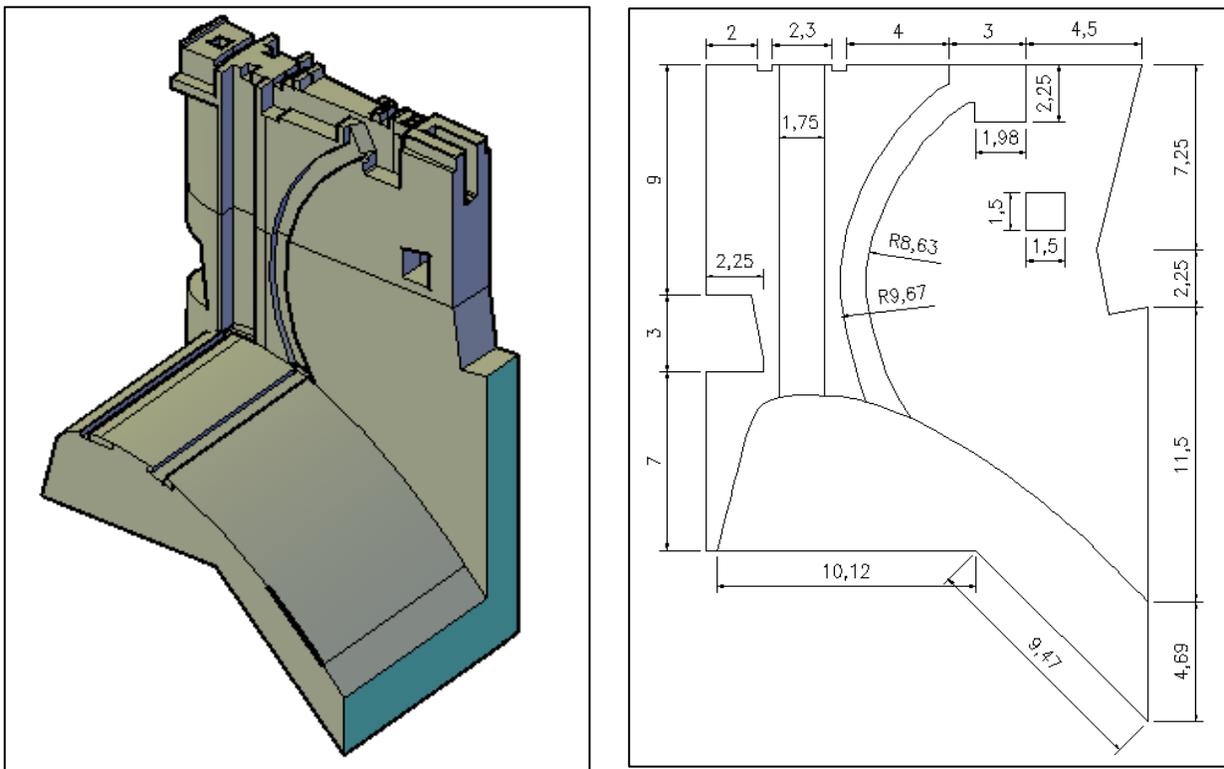


Figura 8.1. Modelo 3D (izquierda) y geometría de la pila central (dimensiones en metros)

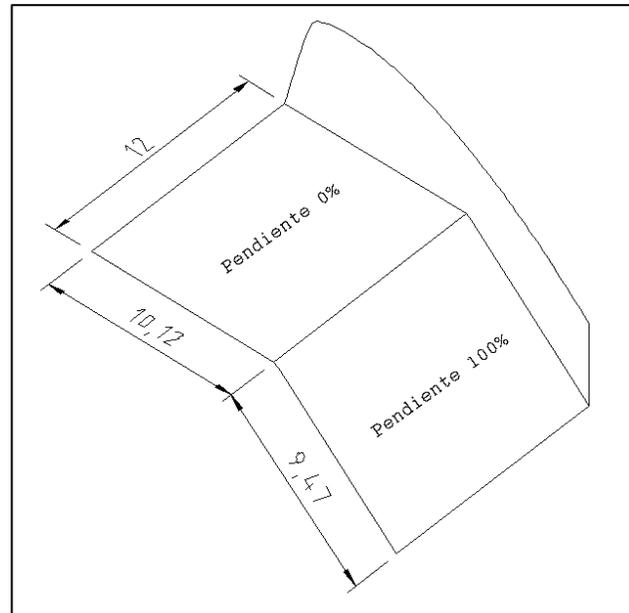


Figura 8.2. Geometría del zócalo inferior (dimensiones en metros)

8.2 Modelo computacional

Se presenta el modelo de láminas de la pila central y el zócalo inferior con imágenes extraídas del software SAP2000. Se aclara que en la parte superior de la pila, en la ataguía, en el pozo de tesado y en la zona de contacto con la viga muñón se utilizan elementos de barra (denominados “frame”) sin masa ni peso con el único fin de aplicar cargas distribuidas en el plano.

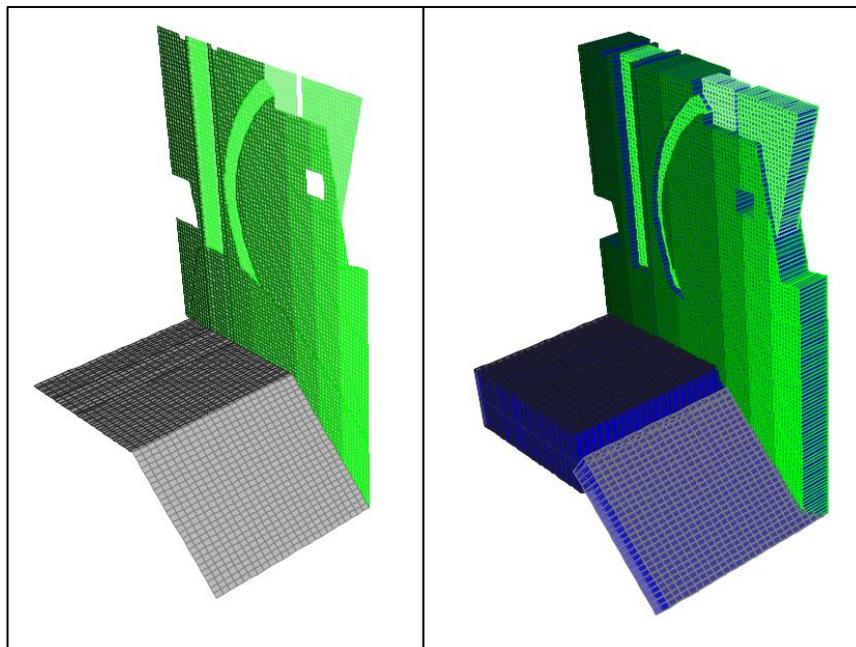


Figura 8.3. Modelo de lámina y volumétrico en SAP2000 (vista aguas abajo/arriba)

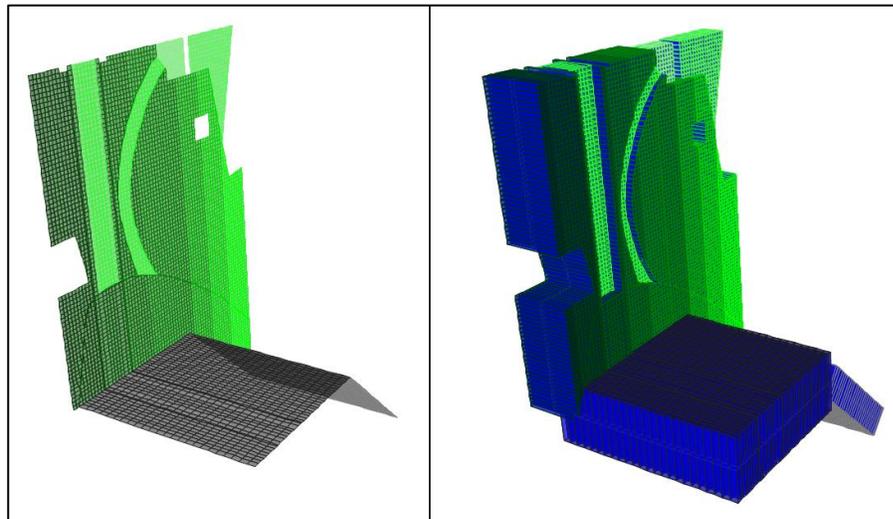


Figura 8.4. Modelo de lámina y volumétrico en SAP2000 (vista aguas arriba/abajo)

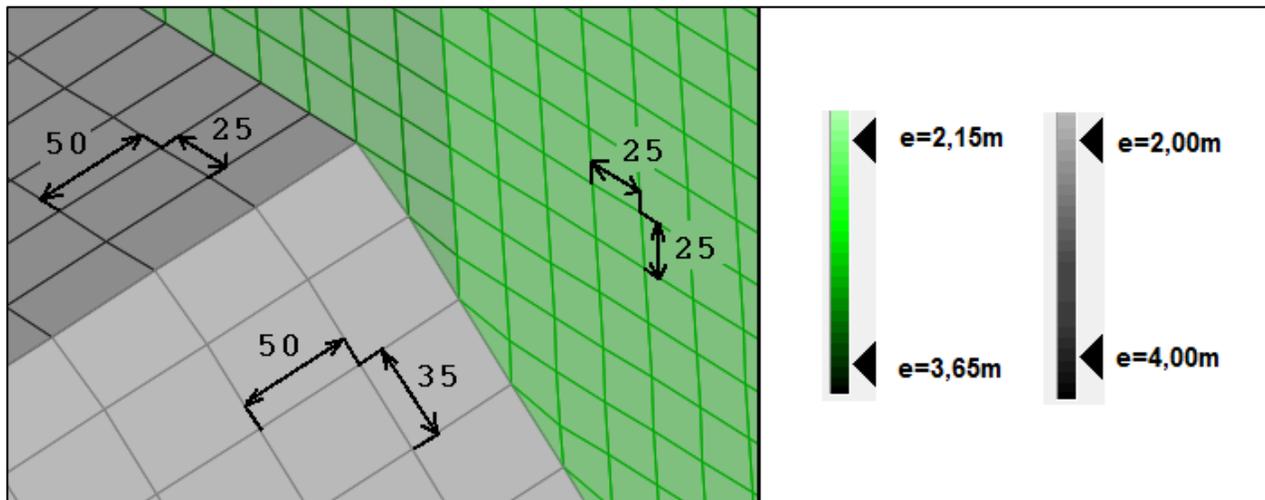


Figura 8.5. Dimensiones (en cm.) y espesores (en mts.) de los elementos

Las dimensiones presentadas representan valores medios, dado que en zonas de contorno los elementos se adaptan a la geometría, y es aquí donde aparecen algunos elementos triangulares, aunque en el resto de la malla la discretización se hace con elementos cuadriláteros.

Los espesores en la pila son variables, haciéndose mayores desde aguas abajo hacia aguas arriba. El zócalo horizontal tiene 4 mts. de espesor y el inclinado tiene 2 mts. de espesor. Debido a su regularidad no requieren un mallado tan fino para el análisis comparado con el de la pila.

8.3 Condiciones de apoyo

Dado que la estructura se encuentra apoyada inferiormente sobre hormigón compactado (Resistencia $f^c=18$ Mpa), se considera que la misma se apoya sobre un lecho elástico el cual es modelado considerando que la reacción en cada punto es proporcional a los desplazamientos normales representados por funciones de forma lineales que interpolan los desplazamientos nodales hacia el interior del elemento. Asumiendo que el movimiento se encuentra limitado por el contacto con los módulos adyacentes se considera para las direcciones tangenciales la mitad del módulo de reacción en toda la superficie del zócalo.

La modelación de estas reacciones se realiza por medio de “resortes” con un valor de rigidez que puede asumirse igual al coeficiente de balasto, caracterizado por el área del apoyo y el material que recibe las cargas. Haciendo uso de la expresión de Vogt, vista en la sección 2.5, se determina para el zócalo horizontal y el inclinado los coeficientes de balasto asociados:

Tabla 34. Coeficientes de balasto considerados para el apoyo

	E (KN/m ²)	B (m)	L (m)	K (KN/m ³)
Zócalo horizontal	19940411,2	10,12	12,00	2475929,8
Zócalo inclinado		9,47	10,12	2739211,7

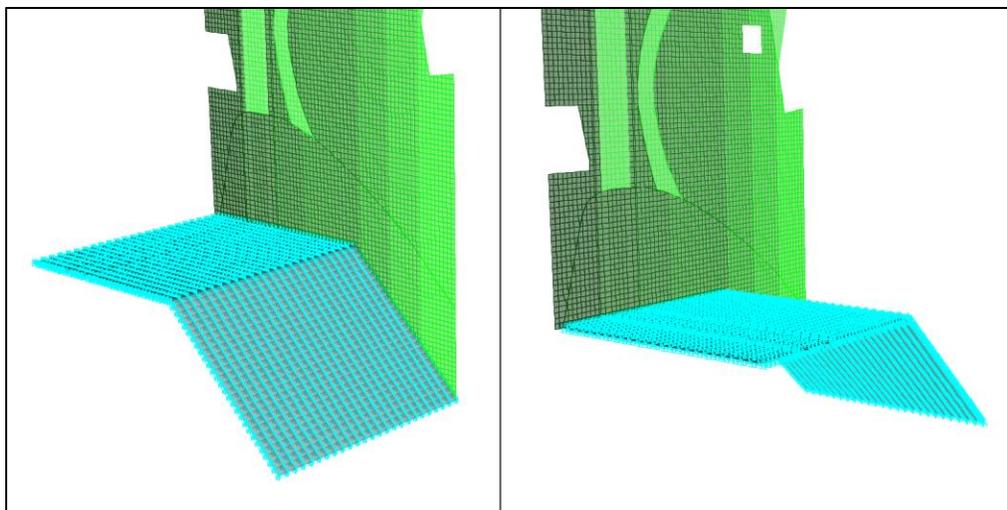


Figura 8.6. Reacciones elásticas vista aguas abajo-arriba (izquierda) y vista aguas arriba-abajo (derecha)

Las condiciones de vínculo impuestas determinan el carácter no lineal del análisis puesto que los “resortes” normales sólo admiten compresión.

8.4 Estados de cargas

Se definen todos los estados de cargas a los que puede llegar a estar sometida la pila central de la estructura del vertedero. Estos estados de carga son utilizados para definir a posteriori las combinaciones de carga para los estados límites últimos y de servicio considerados.

8.4.1 Cargas permanentes

Las cargas muertas y permanentes que se tienen en cuenta para el análisis estructural de la pila son las siguientes:

- Hormigón de 1° etapa (Estructura de hormigón armado): Esta carga es considerada automáticamente por el software al definir las características de los materiales y en este caso está dada por los elementos de lámina utilizados.

- Hormigón de 2° etapa (Perfil hidráulico por encima del zócalo): Se considera en forma conservadora una geometría recta dada por un bloque de altura igual a la cresta (4 metros), mientras que en el zócalo inclinado se adopta un bloque de 2 metros de altura.

Carga zócalo horizontal: $24,5 \times 4 = 99 \text{ KN/m}^2$

Carga zócalo inclinado: $24,5 \times 2 = 49 \text{ KN/m}^2$

- Peso propio de la viga muñón: La viga está apoyada aguas abajo de la pila central, se considera una carga distribuida dada por el peso total de la misma. De la sección 6.4.2 se obtiene el peso total de la viga muñón. Luego:

Carga mayor en apoyo: $720,3 \times \cos 8^\circ / 1,5 = 475,5 \text{ KN/m}$

Carga menor en apoyo: $720,3 \times \sin 8^\circ / 2,4 = 41,8 \text{ KN/m}$

- Peso propio de la caseta: Considerando que el peso de la misma es de 600 kN, la carga distribuida sobre la pila puede determinarse como:

Carga por caseta: $600 / 4,5 = 133,3 \text{ KN/m}$

- Peso propio del puente: El mismo se encuentra simplemente apoyado sobre las pilas, en forma conservadora se asume un espesor de 40 cm para determinar la carga. Luego:

Carga por puente: $24,5 \times 12 \times 0,4 = 117,6 \text{ KN/m}$

Salvo la carga del hormigón de 2° etapa, las cargas restantes se aplican al modelo por medio de elementos de barra (“frame”). A continuación se presentan imágenes de las mismas:

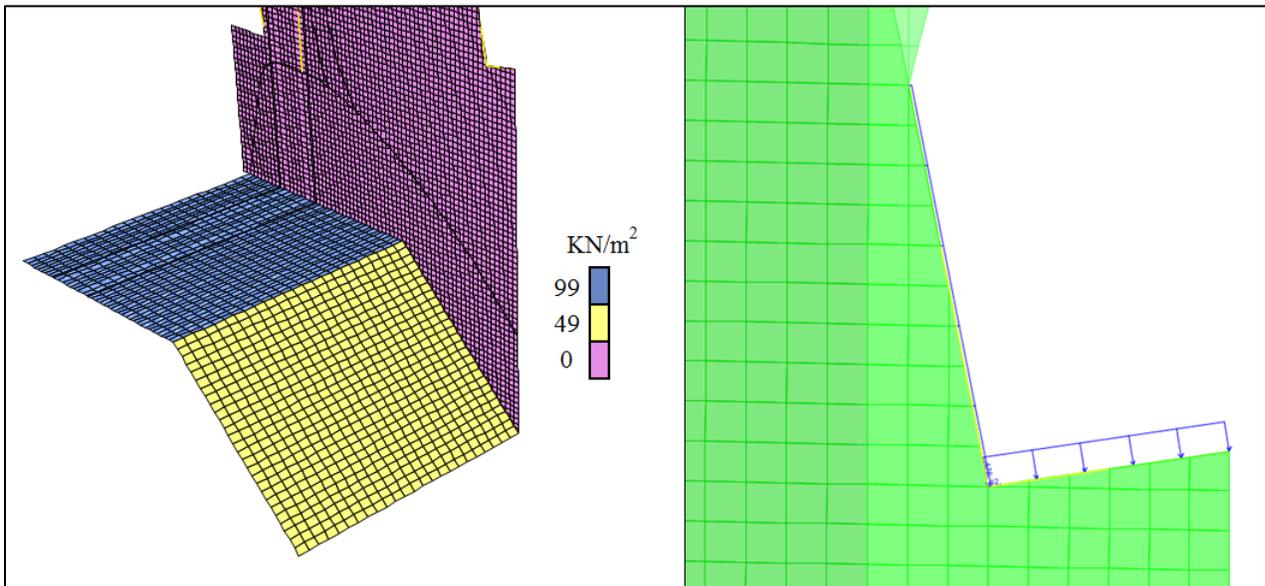


Figura 8.7. Carga de hormigón de 2° etapa (izquierda) y debida al peso de la viga muñón (derecha)

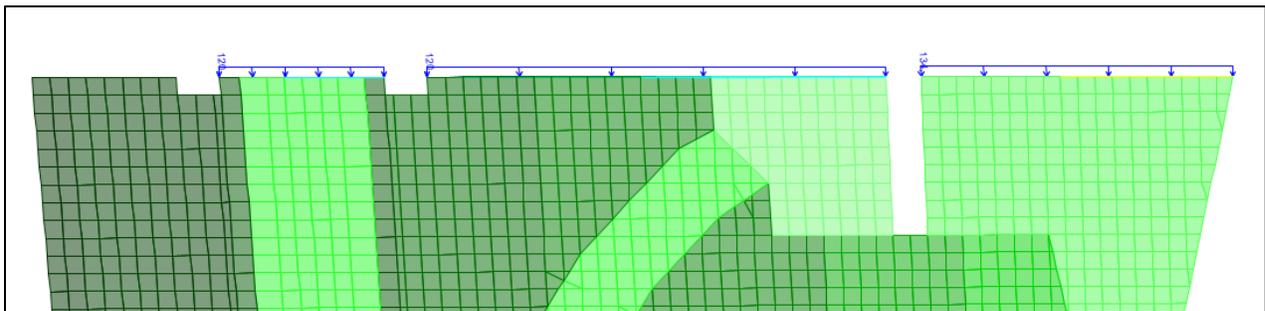


Figura 8.8. Carga en la parte superior debido al peso de la caseta y el puente

8.4.2 Cargas hidrostáticas

Existen 3 niveles de operación en los que puede oscilar la altura de agua del embalse. Los mismos se presentan en la Figura 8.9, en la que puede verse que el nivel máximo normal difiere en tan solo 20 cm del máximo extraordinario. Se decide adoptar como altura de presión hidrostática la dada por el máximo normal, dado que en caso de una crecida extraordinaria el vertedero opera con las compuertas abiertas para descender la cota del embalse.

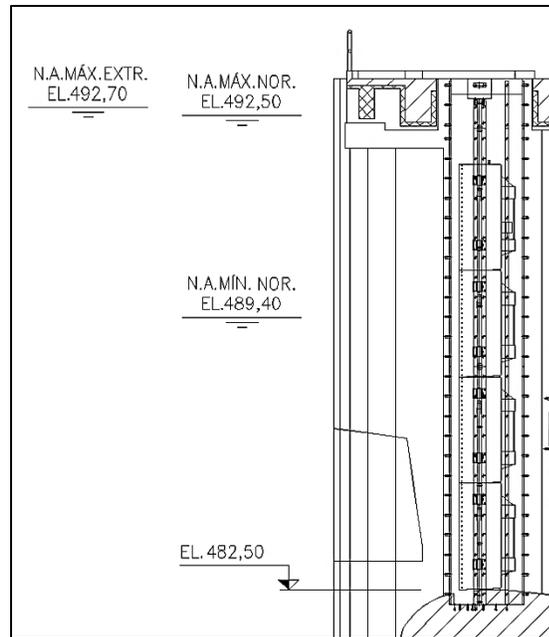


Figura 8.9. Niveles de operación del embalse

Con este nivel establecido, existen 3 tipos de cargas, los cuales se denominan como sigue: la presión de agua dada en margen derecha (F_{VT_MD}), la presión de agua dada en margen izquierda (F_{VT_MI}) y la presión de agua en la ataguía para operaciones de mantenimiento de la compuerta (F_{VT_A}). Para esta última carga, se recurre al uso de los elementos de barra. Cuando ambas compuertas se encuentran cerradas las presiones se anulan en los elementos, por lo que no son consideradas.

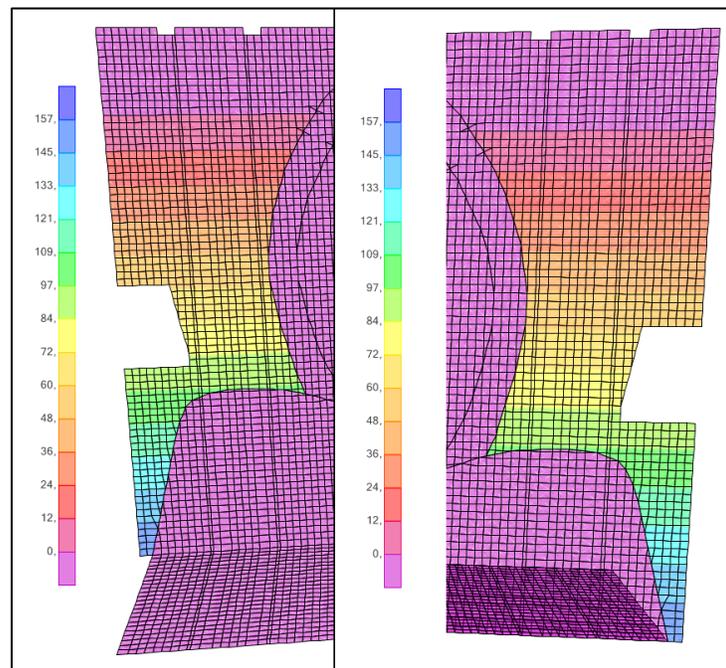


Figura 8.10. Presión hidrostática F_{VT_MD} (izquierda) y F_{VT_MI} (derecha) en KN/m^2

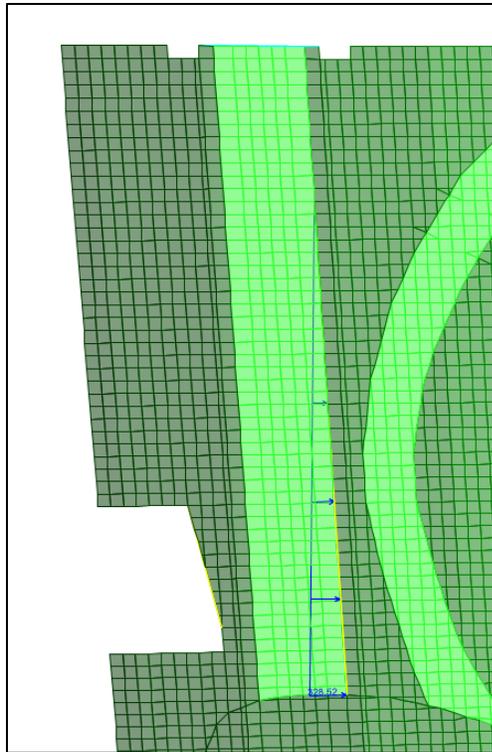


Figura 8.11. Presión hidrostática F_VT_A en KN/m

En la Figura 8.10 se observa que las cargas para cada caso son iguales, pero con dirección opuesta. En la Figura 8.11 la presión hidrostática lineal se determina como la presión de área, que se considera de 98 KN/m^2 según la Figura 8.10, multiplicada por el espesor donde se aplica la carga, igual a 3,35 m, dando un valor aproximado de 328 KN/m en la parte baja de la ataguía.

8.4.3 Cargas debidas al sismo

La evaluación de la respuesta sísmica de la estructura del vertedero se realiza a través de un análisis modal espectral. La respuesta de la estructura se obtiene mediante una combinación adecuada de las contribuciones modales, las cuales están caracterizadas por la máxima respuesta de cada modo afectadas por un factor de participación modal, el cual indica la extensión en que cada modo contribuye a la respuesta total de la estructura. En la sección 2.4 se explica cómo determinar las fuerzas equivalentes y cómo combinar las diferentes formas de modo.

De estudios sismológicos propios de ingeniería básica del proyecto se obtienen los espectros de respuesta para los sismos MDE y OBE para una vida útil de 50 años y 100 años, respectivamente, los cuales se presentan a continuación ya cargados en el programa SAP2000.

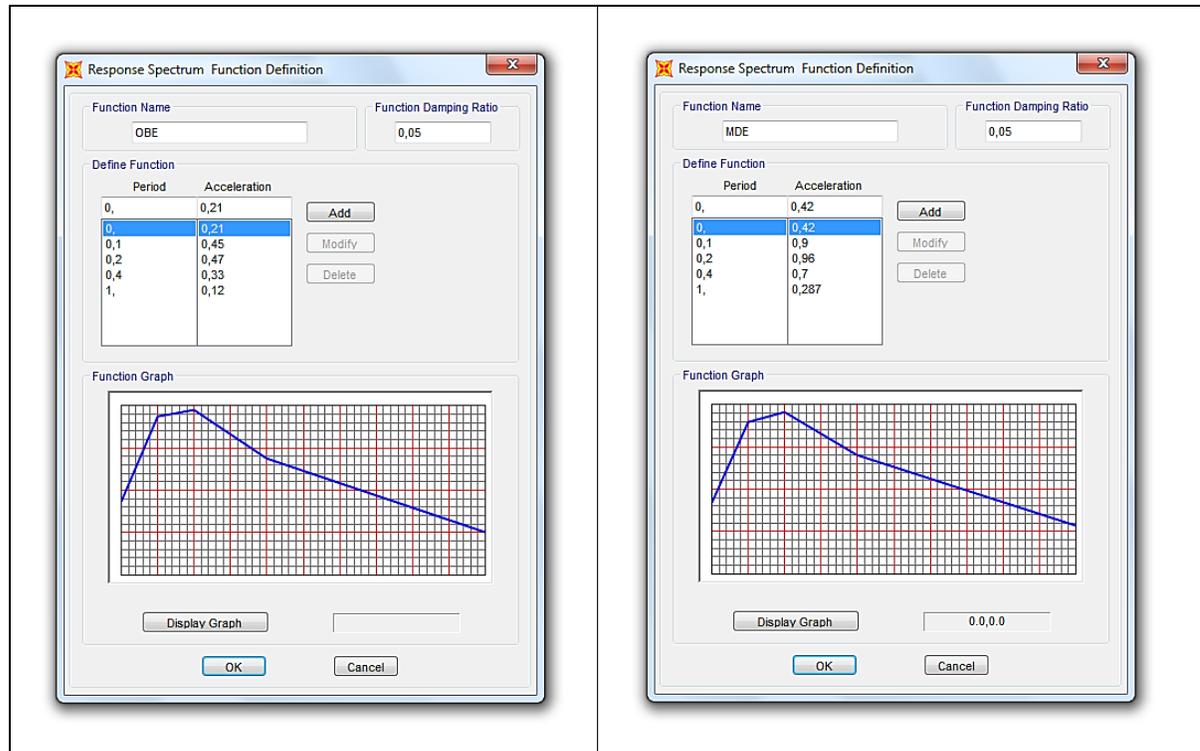


Figura 8.12. Espectro de pseudoaceleraciones del sismo OBE (izquierda) y MDE (derecha)

La Figura 8.12 presenta los valores en fracción del valor de “g” (gravedad). Puede verse que se considera una relación de amortiguamiento del 5%, que ha sido el valor adoptado para los estudios sísmicos del proyecto. Solo resta definir el valor del factor de respuesta “R” a considerar, el cual se obtiene de la norma ASCE/SEI 7-05 “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”. En la tabla 15.4-2 de este documento se definen los coeficientes “R” para distintos tipos de estructuras y para este caso corresponde un valor igual a 3. Esto implica que el factor de escala a aplicar a los sismos es 3,27 (igual a la tercera parte del valor de “g”).

Para el modelo presentado se utiliza el método C.Q.C. para la combinación modal y se consideran 4 tipos de cargas que se muestran a continuación:

- Carga debido al sismo OBE en dirección perpendicular al flujo (E_OBE_X)
- Carga debido al sismo OBE en dirección paralela al flujo (E_OBE_Y)
- Carga debido al sismo MDE en dirección perpendicular al flujo (E_MDE_X)
- Carga debido al sismo MDE en dirección paralela al flujo (E_MDE_Y)

Se considera al sismo actuando en direcciones ortogonales, pero no en forma simultánea, por lo que no se hace uso de la opción de combinación direccional.

8.4.4 Cargas hidrodinámicas

La acción dinámica del agua está presente ante la ocurrencia de cualquiera de los sismos considerados (OBE o MDE en este caso). En la dirección paralela al flujo, esta acción se considera en las diferentes cargas de pretensado de la sección 8.4.5 a partir de los datos obtenidos del proyecto básico donde se evalúa la acción dinámica del agua sobre la compuerta radial. Para la dirección perpendicular al flujo, haciendo uso de la expresión obtenida en la sección 2.9 se presenta la variación de la masa impulsiva para un área unitaria en la Figura 8.13, donde la altura de agua (“h”) es de 16,25 metros y la mitad de la distancia entre pilas (“l”) es de 5 metros.

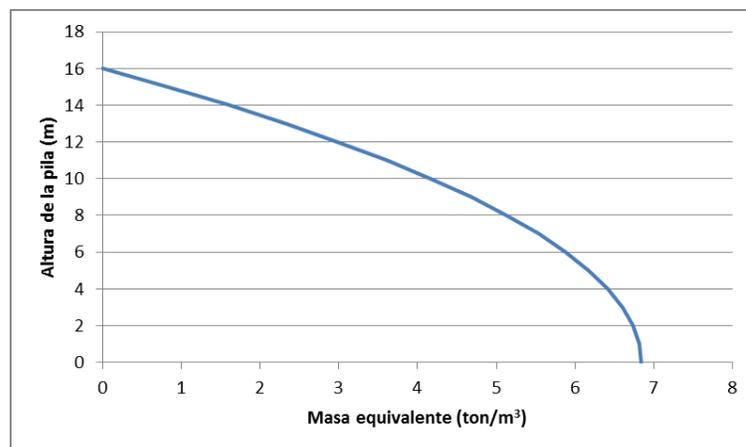


Figura 8.13. Masa impulsiva variable a lo largo de la altura

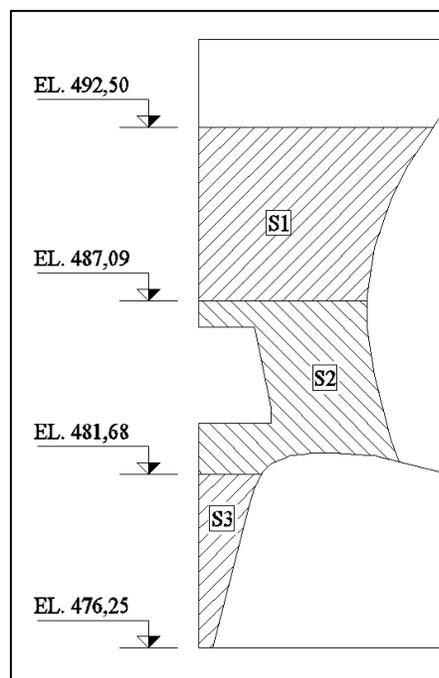


Figura 8.14. Sectores considerados para la aplicación de masas hidrodinámicas

Considerando esta variación, se divide la columna de agua en 3 partes iguales, se obtiene la ordenada en el centro de cada sector y, al multiplicar este valor por el área y dividir por el número de nodos de éste, se obtiene la masa puntual a aplicar en cada nodo del sector asociado.

En la Figura 8.14 se muestra la división realizada con sus correspondientes elevaciones y en la Tabla 35 se obtienen las masas por nodo a aplicar en cada sector considerando a la pila como una pared intermedia que forma dos tanques (es por esto que se duplica la masa impulsiva obtenida).

Tabla 35. Masas impulsivas por nodo a aplicar en el modelo

Sector	Cota de agua (m)	Altura (m)	Masa imp. (ton/m ³)	Masa imp. x2 (ton/m ³)	Área (m ²)	Nº nodos	Masa por nodo (ton)
S1	0	2,70	2,115	4,230	32,42	562	0,244
	5,40						
S2	5,40	8,10	5,176	10,353	22,12	412	0,556
	10,80						
S3	10,80	13,53	6,681	13,361	6,19	120	0,689
	16,25						

Estos valores se aplican en la dirección “X” (perpendicular al flujo) en los nodos de los elementos de lámina de la pila para considerar la acción hidrodinámica cuando actúan los sismos OBE y MDE en dicha dirección. Se presenta la Figura 8.15 donde puede verse la dirección y magnitud de las masas puntuales aplicadas en el modelo.

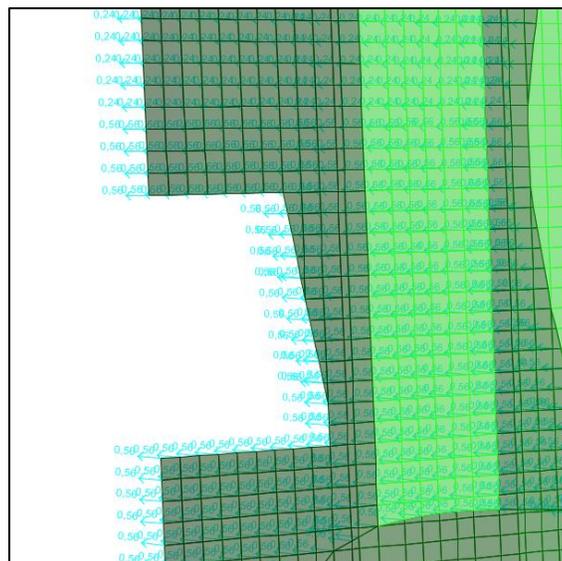


Figura 8.15. Aplicación de masas hidrodinámicas en el modelo

8.4.5 Cargas debidas al esfuerzo de pretensado

De la sección 5.6 se obtienen los esfuerzos de pretensado a los que está sometida la pila para los distintas situaciones posibles. Con estos valores se determinan las cargas lineales, aplicadas sobre elementos de barra, para cada caso en el apoyo de la viga muñón y el pozo de tesado.

Tabla 36. Casos de carga debidas al esfuerzo de pretensado en la pila central

Casos de carga	Apoyo viga		Pozo tesado	
	q dist (KN/m)	M dist (KNm/m)	q dist (KN/m)	M dist (KNm/m)
L_P_VT	11297	0	11297	0
F1_P_VT	7421	0	9906	0
F2_P_VT_MD	8664	2242	9906	0
F2_P_VT_MI	8664	-2242	9906	0
F _{MDE} _P_VT	4970	0	9906	0
F _{OBE} _P_VT	6562	0	9906	0

El primer caso corresponde al pretensado inicial (L_P_VT), que es el único que no considera la acción de las compuertas. El segundo considera la acción hidrostática de ambas compuertas; se aclara que a partir de este caso en adelante la carga en el pozo de tesado corresponde a la dada por el pretensado efectivo, puesto que los cambios de esfuerzo se producen en el apoyo de la viga muñón. El tercer y cuarto caso corresponden a la acción de una compuerta en margen derecha e izquierda (respectivamente), por lo que aparece un momento distribuido en el apoyo. Los últimos dos casos corresponden a la carga resultante cuando vienen los sismos MDE y OBE.

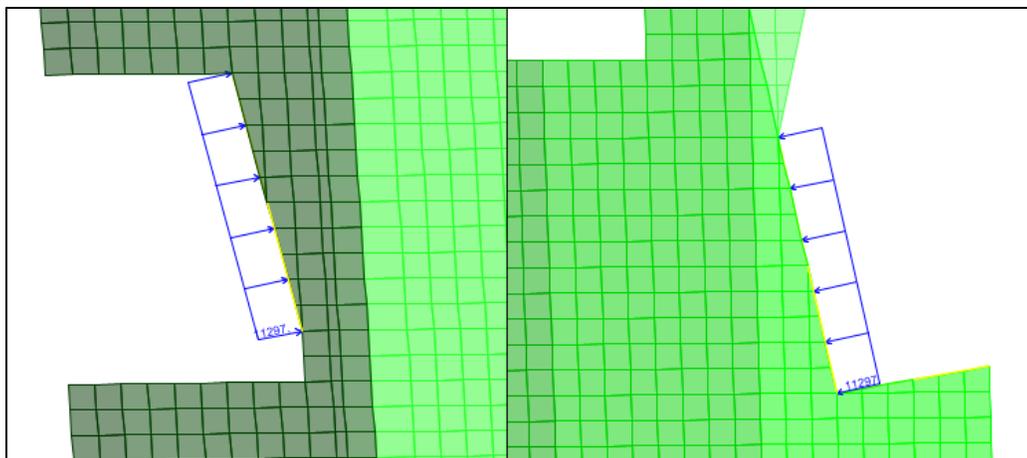


Figura 8.16. Cargas en pozo de tesado (izquierda) y apoyo de viga (derecha) para el caso L_P_VT

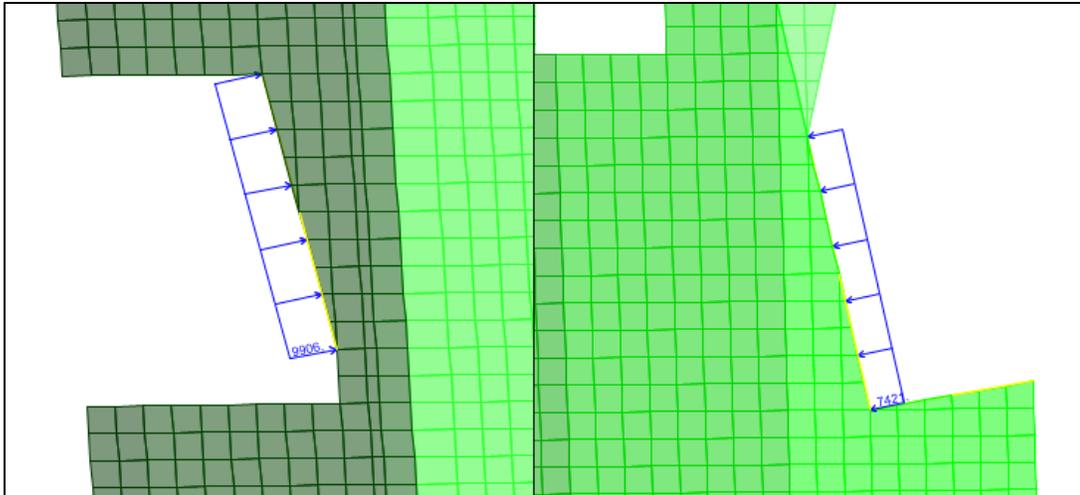


Figura 8.17. Cargas en pozo de tesado (izquierda) y apoyo de viga (derecha) para el caso F1_P_VT

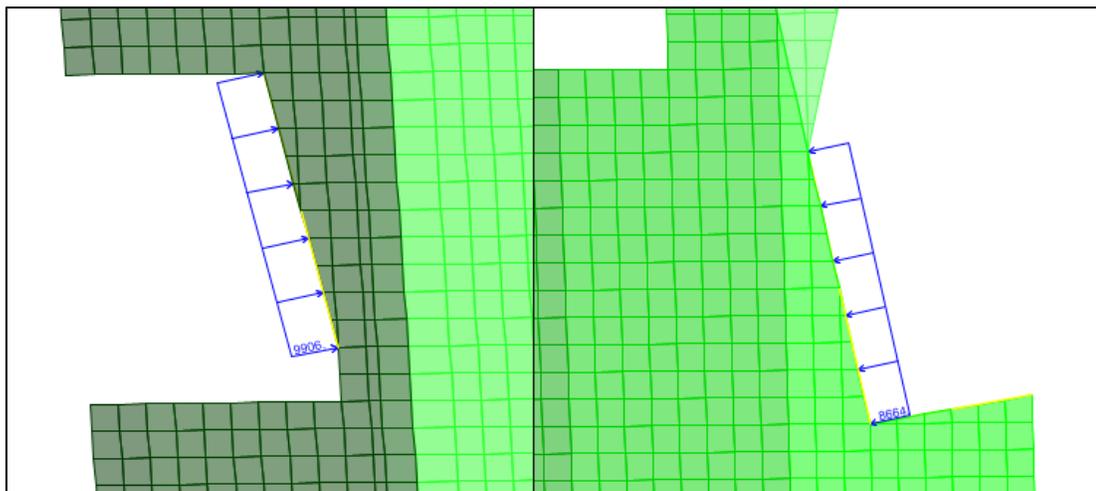


Figura 8.18. Cargas en pozo de tesado (izquierda) y apoyo de viga (derecha) para el caso F2_P_VT (MD y MI)

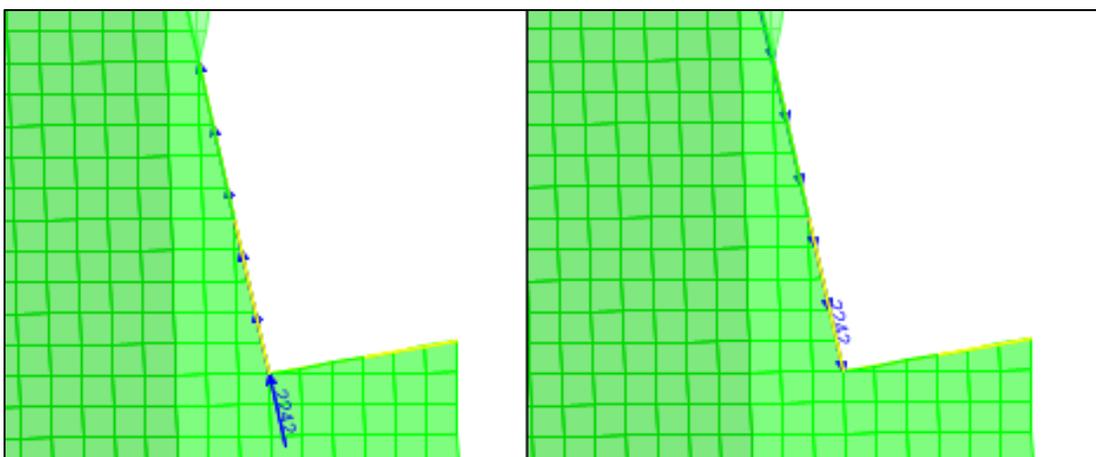


Figura 8.19. Momentos en apoyo de viga para el caso F2_P_VT_MD (izquierda) y F2_P_VT_MI (derecha)

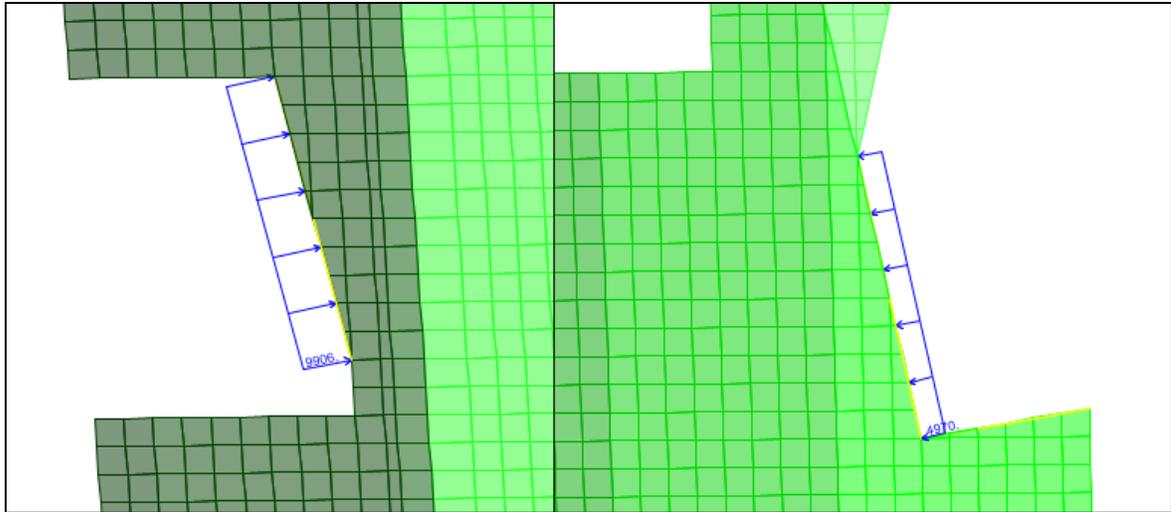


Figura 8.20. Cargas en pozo de tesado (izquierda) y apoyo de viga (derecha) para el caso $E_{MDE_P_VT}$

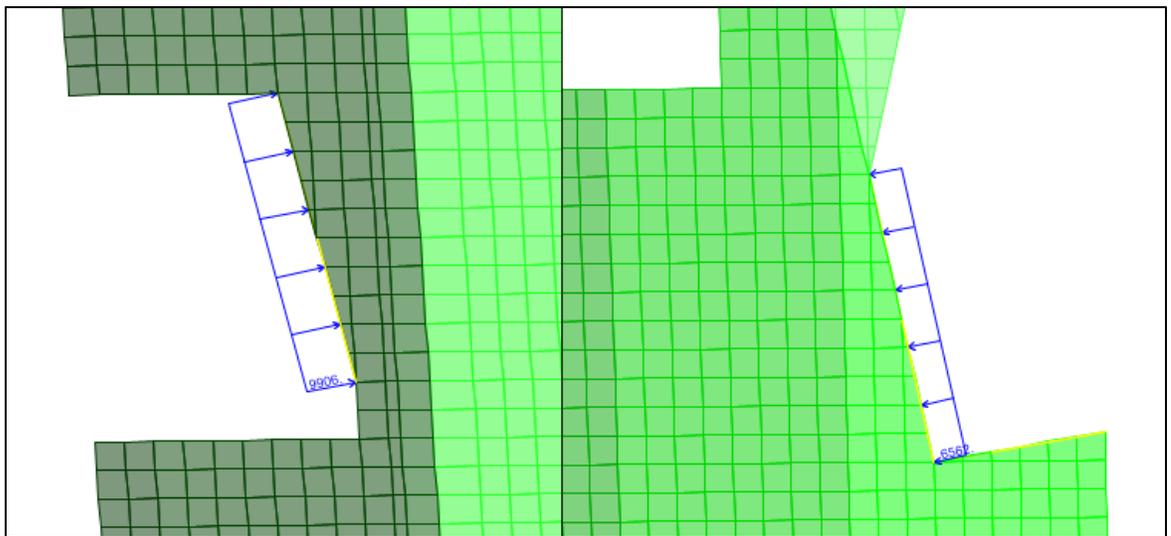


Figura 8.21. Cargas en pozo de tesado (izquierda) y apoyo de viga (derecha) para el caso $E_{OBE_P_VT}$

Se aclara que el caso de pretensado efectivo no se considera puesto que queda cubierto por el caso L_P_VT de mayor carga donde actúa el pretensado inicial. Por otra parte, se aclara que se utiliza en forma conservadora el mismo área de distribución tanto en el apoyo de la viga como en el pozo de tesado, aunque en ésta última es en realidad mayor dado que el espesor aumenta desde aguas abajo a arriba.

8.5 Combinaciones de cargas

Dado que la pila se encuentra expuesta a la acción del agua, se obtienen las combinaciones de carga consideradas según el apartado 9.2.1 del ACI 350:

- $U_1 = 1,2 D + 1,6 L_{P_VT}$ (etapa de construcción)
- $U_2 = 1,4 D + 1,4 F1_{P_VT}$ (ambas compuertas cerradas)
- $U_3 = 1,2 D + 1,2 F_{VT_MD} + 1,2 F2_{P_VT_MD}$ (compuerta derecha cerrada)
- $U_4 = 1,2 D + 1,2 F_{VT_MI} + 1,2 F2_{P_VT_MI}$ (compuerta izquierda cerrada)
- $U_5 = 1,2 D + F1_{P_VT} + E_{MDE_X}$ (carga extrema)
- $U_6 = 1,2 D + F_{MDE_P_VT} + E_{MDE_Y}$ (carga extrema)
- $U_7 = 1,2 D + 1,2 F_{VT_A} + 1,2 F1_{P_VT}$ (operación de mantenimiento)
- $U_8 = D + F1_{P_VT}$ (estado límite de servicio)
- $U_9 = 0,9 D + 1,4 E_{OBE_X} + 1,2 F1_{P_VT}$ (carga inusual)
- $U_{10} = 0,9 D + 1,4 E_{OBE_Y} + 1,2 F_{OBE_P_VT}$ (carga inusual)

La combinación 1 permite evaluar los esfuerzos de la estructura únicamente con su peso propio y la carga de pretensado mayorados, sin acción de las compuertas. La combinación 9 caracteriza el único estado “real” considerado en servicio, dado que no se afecta a las cargas por un factor de mayoración y representa al que mayormente va a estar sometido la estructura (con ambas compuertas cerradas). Las combinaciones 3 y 4 permiten evaluar operaciones de compuerta, donde aparece no solo la acción hidrostática sino también el momento generado por el desbalance del pretensado de la pila. La combinación 7 cubre la acción hidrostática que transfiere la ataguía a la estructura a la hora de realizar eventuales mantenimientos de las compuertas radiales.

Restan las combinaciones asociados a la ocurrencia de los sismos. Las combinaciones 5 y 6 son del tipo extrema puesto que en caso de que la estructura deba resistir el sismo de diseño MDE (que es el MCE de 50 años en este caso) lo único que se espera es que no haya colapso y por este motivo la norma no mayor los esfuerzos que este produce. Por otra parte, las combinaciones 9 y 10 son del tipo inusual dado que el sismo OBE tiene una elevada probabilidad de ocurrir durante la vida útil de la estructura (50%), por lo que se considera correcto mayorar su acción, logrando que en caso de ocurrir sólo deban realizarse reparaciones menores.

Se cubre la acción del sismo en sentido perpendicular y longitudinal al flujo para estas combinaciones quedando analizados todos los posibles casos de carga.

8.6 Resultados del análisis

8.6.1 Interpretación de esfuerzos

El software SAP2000 presenta un sistema de coordenadas global para todo el modelo y un sistema local para cada elemento. En la Figura 8.22 puede verse que según el sistema global la pila se encuentra en el plano “y-z” por lo que el sentido del flujo de agua coincide con la dirección “y” (mencionado anteriormente). Por otra parte, se presenta el encuentro entre la pila y el zócalo donde puede verse la orientación de los ejes locales, los cuales permiten interpretar la dirección de todos los esfuerzos y las cuantías obtenidas en los resultados. Según este sistema, el eje 1 es de color rojo, el eje 2 es de color verde y el eje 3 es de color azul. Los desplazamientos obtenidos utilizan el sistema de coordenadas global, facilitando su interpretación, donde los ejes U1-U2-U3 se corresponden con la terna X-Y-Z.

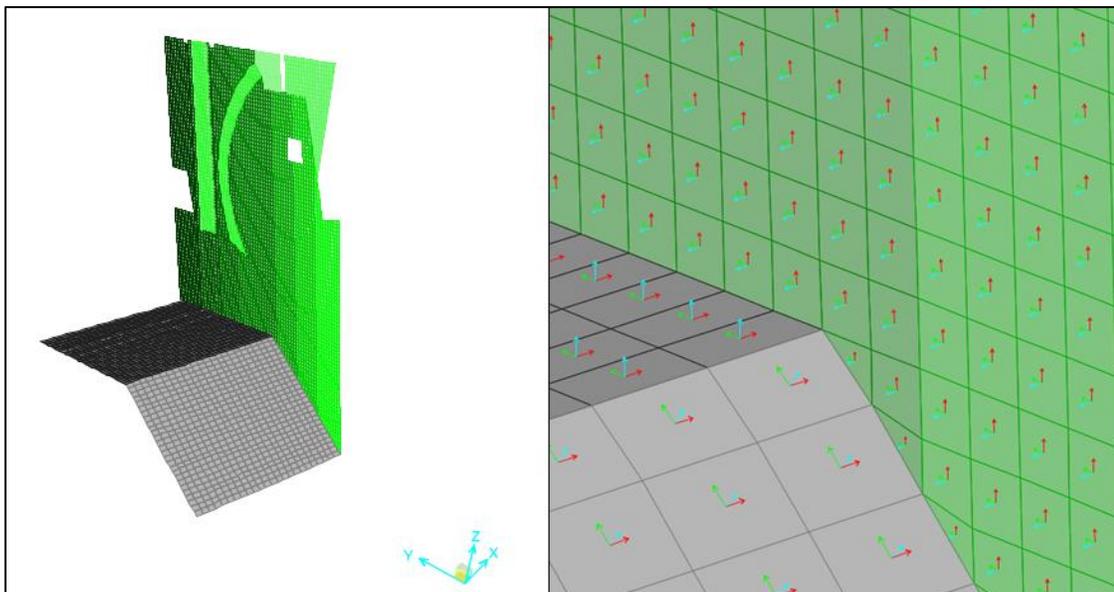


Figura 8.22. Sistema de coordenadas global (izquierda) y local (derecha)

Los elementos de lámina gruesa utilizados (“Shell-Thick”) presentan 8 tipos de esfuerzos posibles: Momentos (M_{11} , M_{22} y M_{12}), Membranales (F_{11} , F_{22} y F_{12}) y Cortes (V_{13} y V_{23}). Con los 6 primeros el software utiliza el procedimiento de la sección 2.7.1 para determinar las cuantías de acero A_{st1} y A_{st2} , según los ejes locales del elemento, para todas las cargas y combinaciones consideradas en el modelo. La verificación de los esfuerzos de corte se realiza comparando la resistencia del hormigón con los valores V_{13} y V_{23} máximos de todas las combinaciones. Tanto los esfuerzos como las cuantías se presentan por unidad de longitud (es decir, por metro).

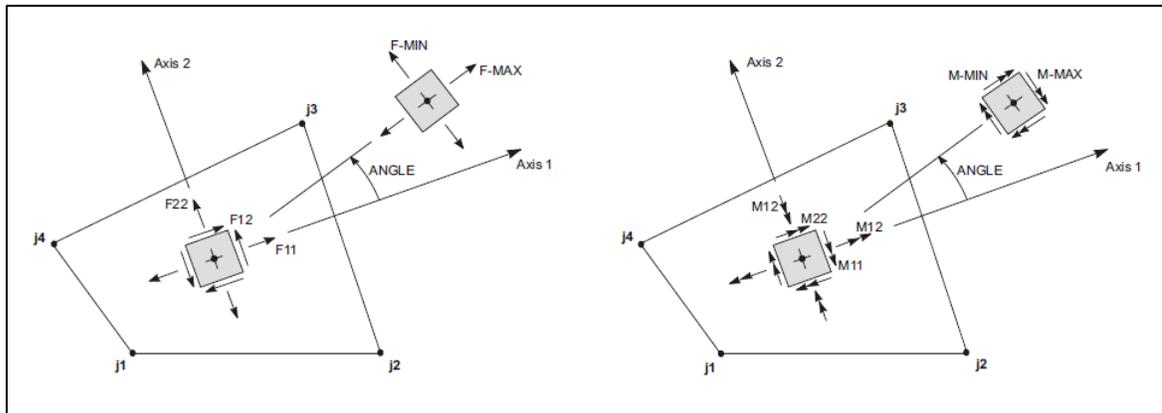


Figura 8.23. Esfuerzos en elementos de lámina en el software SAP2000

Se presentan a continuación los mapas de esfuerzos para las combinaciones más importantes, deformadas para control de desplazamientos y mapas de cuantías de acero para el dimensionamiento final de la estructura.

8.6.2 Esfuerzos flectores y membranales en el zócalo

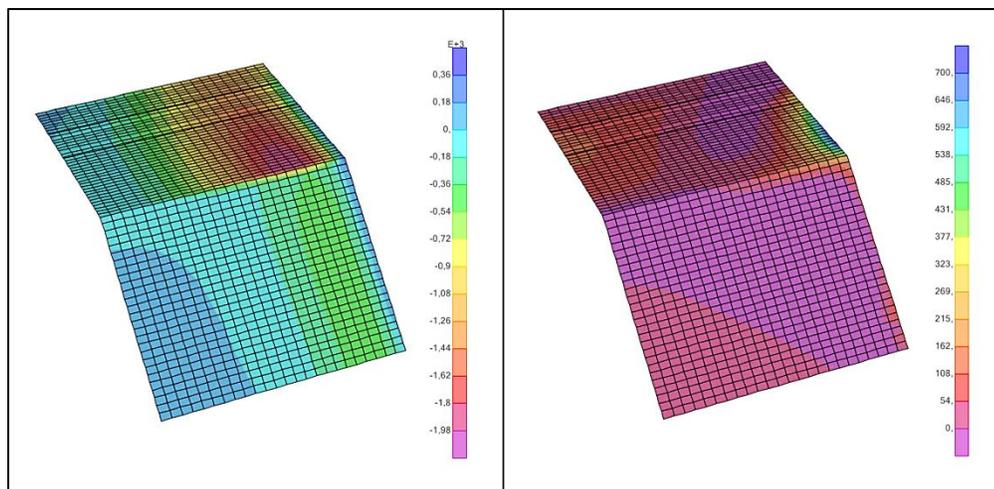


Figura 8.24. Esfuerzos M11 (izquierda) y M22 (derecha) en KNm/m de la combinación 1 (zócalo)

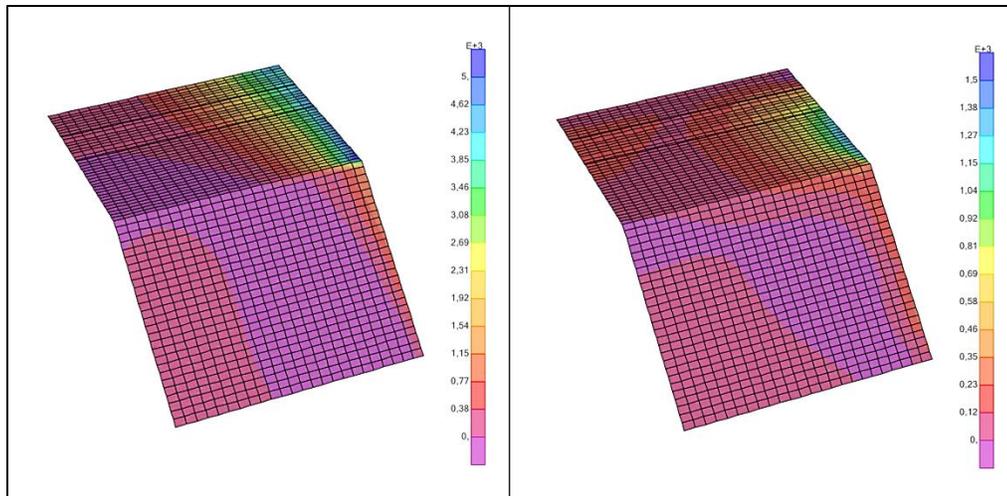


Figura 8.25. Esfuerzos M11 (izquierda) y M22 (derecha) en KNm/m de la combinación 5 (zócalo)

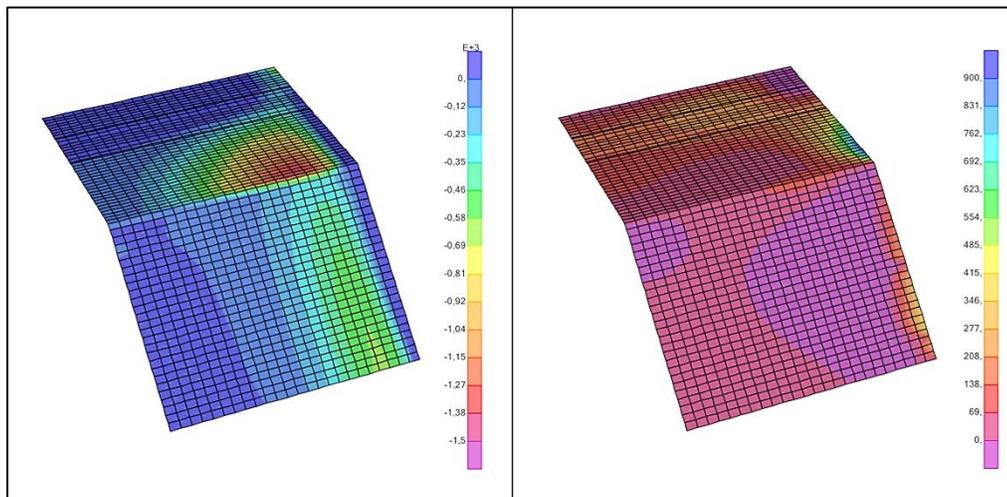


Figura 8.26. Esfuerzos M11 (izquierda) y M22 (derecha) en KNm/m de la combinación 6 (zócalo)

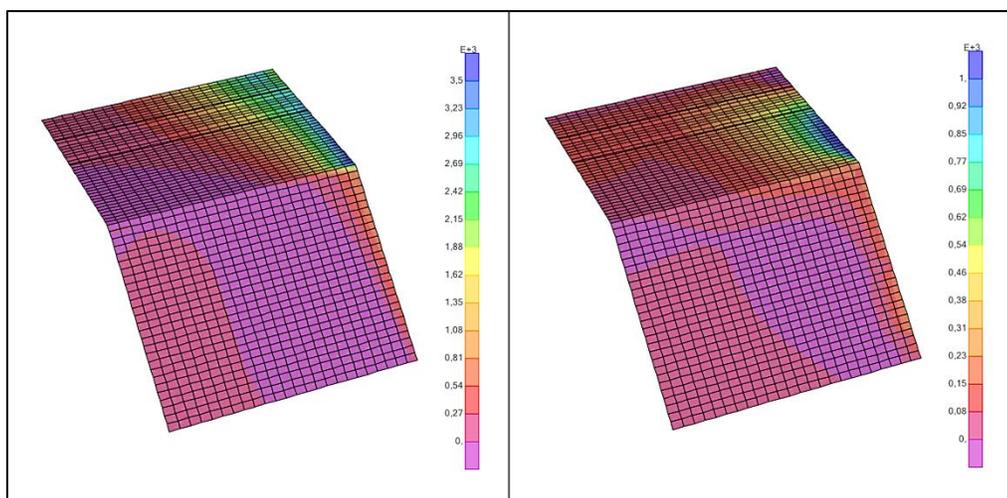


Figura 8.27. Esfuerzos M11 (izquierda) y M22 (derecha) en KNm/m de la combinación 9 (zócalo)

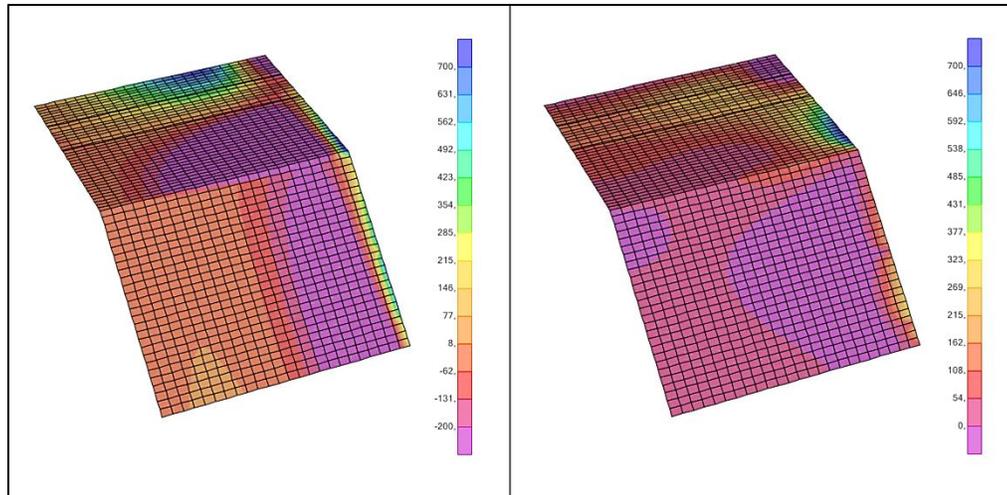


Figura 8.28. Esfuerzos M11 (izquierda) y M22 (derecha) en KNm/m de la combinación 10 (zócalo)

Las combinaciones 5, 6, 9 y 10 poseen valores máximos y mínimos debido a que se consideran los dos sentidos posibles del sismo actuando en cada dirección; aquí se presentan los valores máximos aunque han sido analizados ambos casos.

Los esfuerzos para el resto de las combinaciones se presentan en la sección B.1.1

8.6.3 Esfuerzos flectores y membranales en la pila

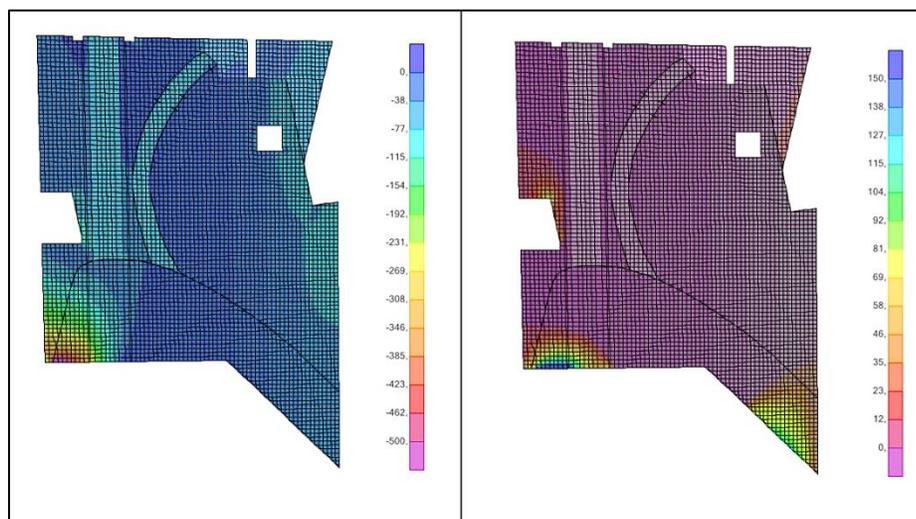


Figura 8.29. Esfuerzos M11 (izquierda) y M22 (derecha) en KNm/m de la combinación 1 (pila)

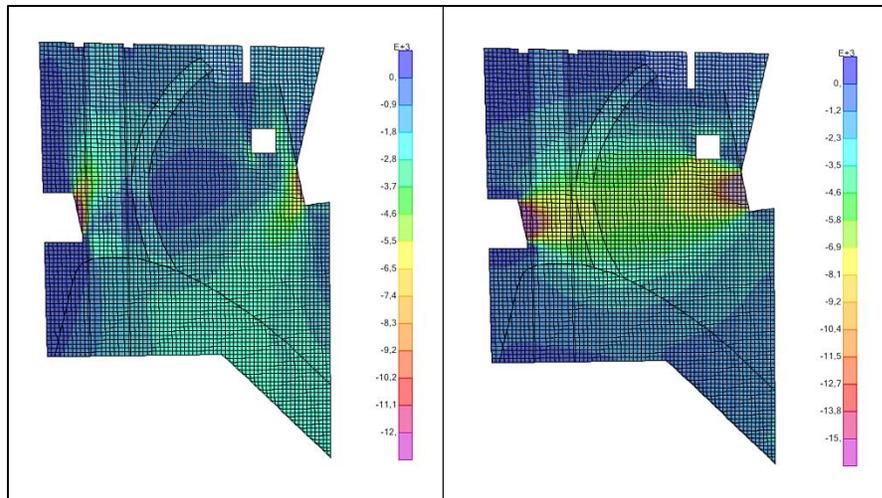


Figura 8.30. Esfuerzos F11 (izquierda) y F22 (derecha) en KN/m de la combinación 1 (pila)

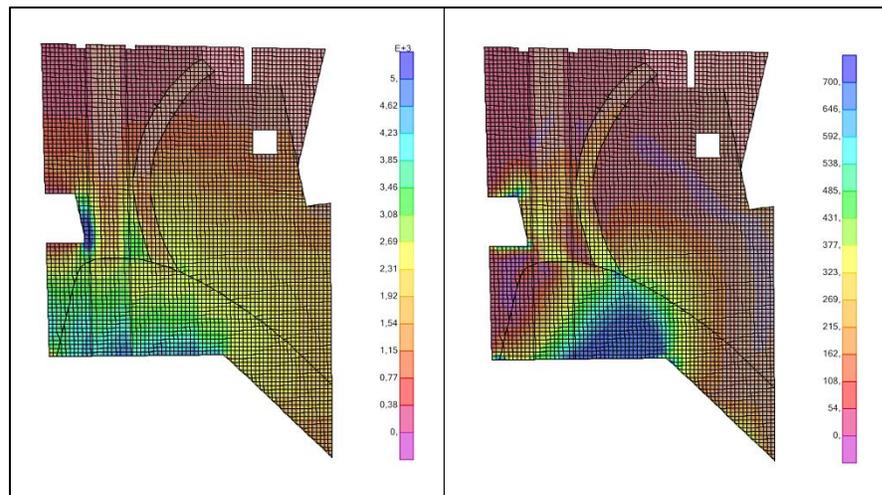


Figura 8.31. Esfuerzos M11 (izquierda) y M22 (derecha) en KNm/m de la combinación 5 (pila)

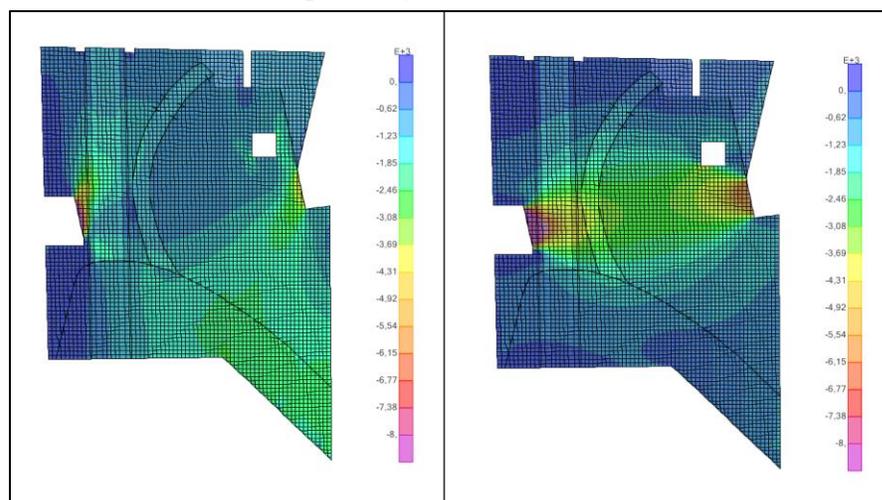


Figura 8.32. Esfuerzos F11 (izquierda) y F22 (derecha) en KN/m de la combinación 5 (pila)

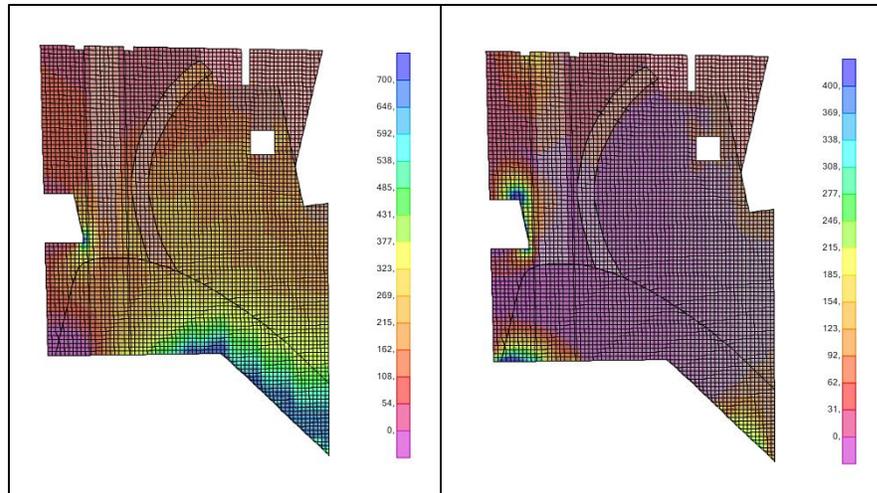


Figura 8.33. Esfuerzos M11 (izquierda) y M22 (derecha) en KNm/m de la combinación 6 (pila)

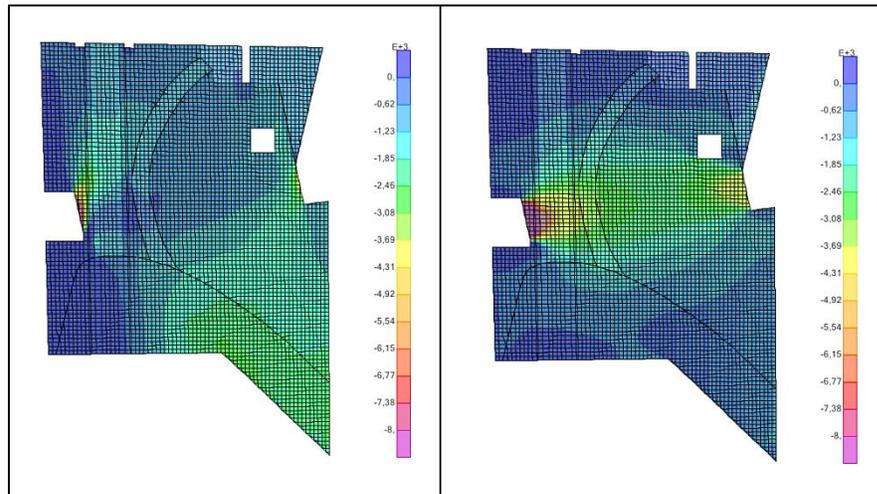


Figura 8.34. Esfuerzos F11 (izquierda) y F22 (derecha) en KN/m de la combinación 6 (pila)

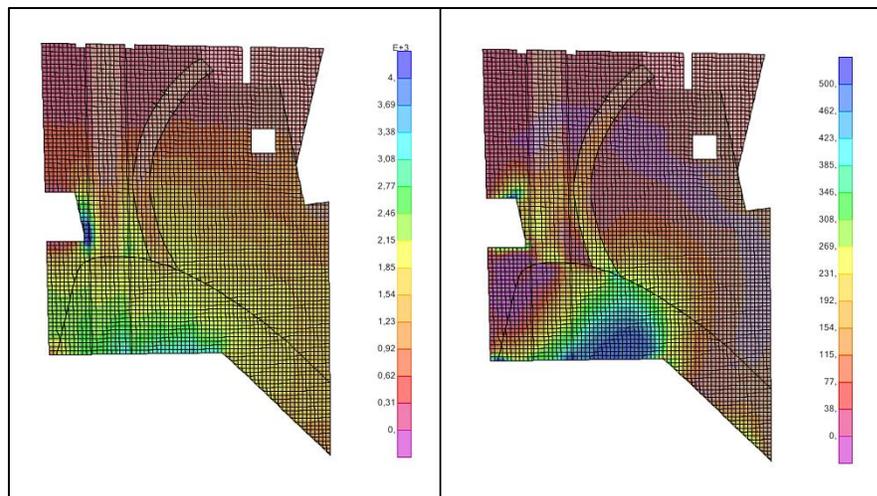


Figura 8.35. Esfuerzos M11 (izquierda) y M22 (derecha) en KNm/m de la combinación 9 (pila)

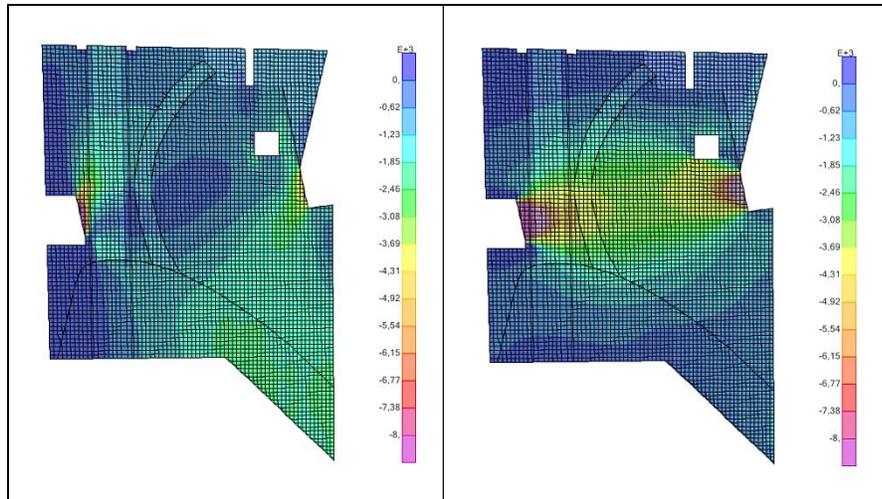


Figura 8.36. Esfuerzos F11 (izquierda) y F22 (derecha) en KN/m de la combinación 9 (pila)

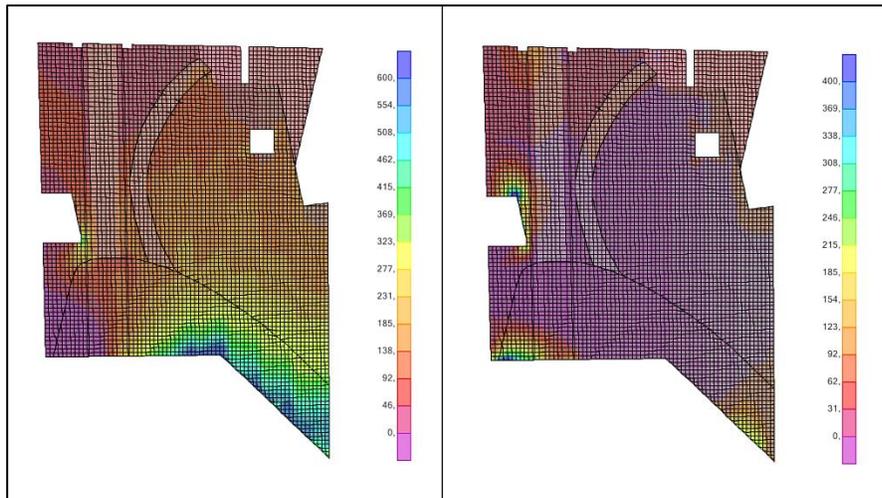


Figura 8.37. Esfuerzos M11 (izquierda) y M22 (derecha) en KNm/m de la combinación 10 (pila)

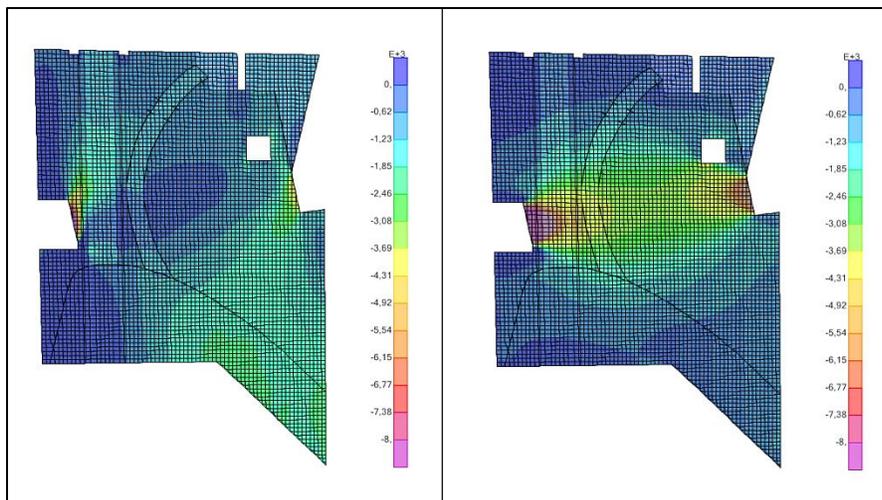


Figura 8.38. Esfuerzos F11 (izquierda) y F22 (derecha) en KN/m de la combinación 10 (pila)

Las combinaciones 5, 6, 9 y 10 poseen valores máximos y mínimos debido a que se consideran los dos sentidos posibles del sismo actuando en cada dirección; aquí se presentan los valores máximos aunque han sido analizados ambos casos.

Los esfuerzos para el resto de las combinaciones se presentan en la sección B.1.2

8.6.4 Esfuerzos de corte en el zócalo

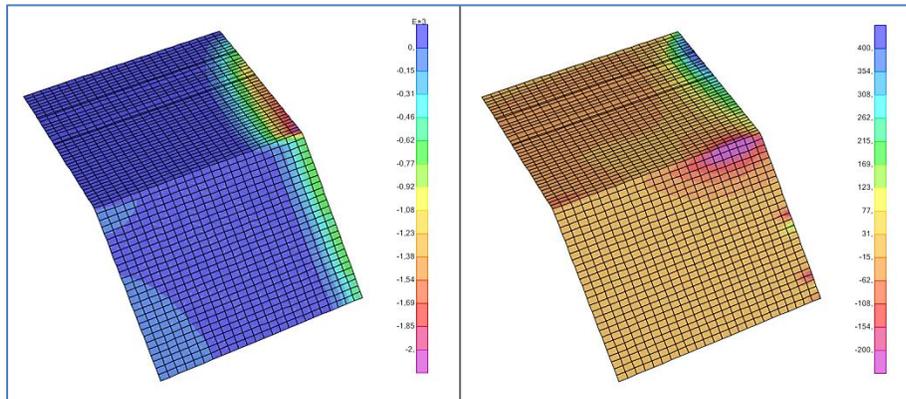


Figura 8.39. Esfuerzos V13 (izquierda) y V23 (derecha) en KN/m de la combinación 1 (zócalo)

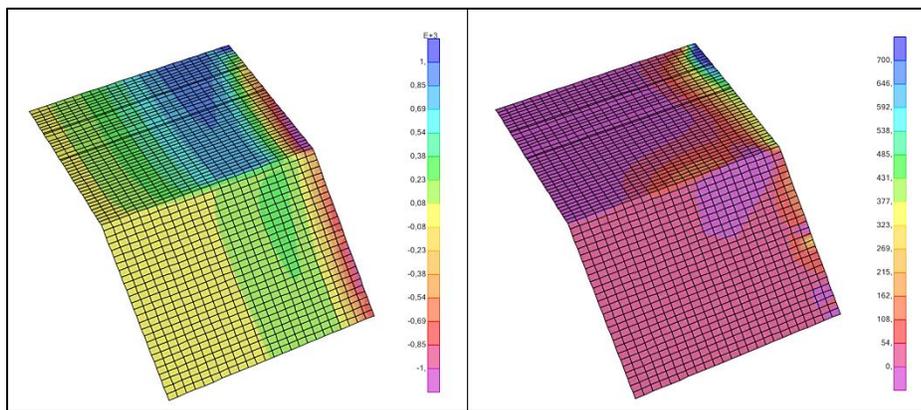


Figura 8.40. Esfuerzos V13 (izquierda) y V23 (derecha) en KN/m de la combinación 5 (zócalo)

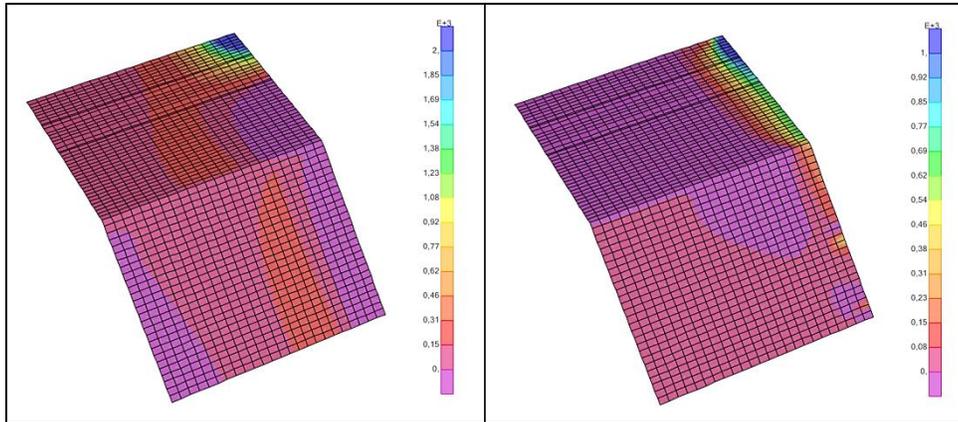


Figura 8.41. Esfuerzos V13 (izquierda) y V23 (derecha) en KN/m de la combinación 6 (zócalo)

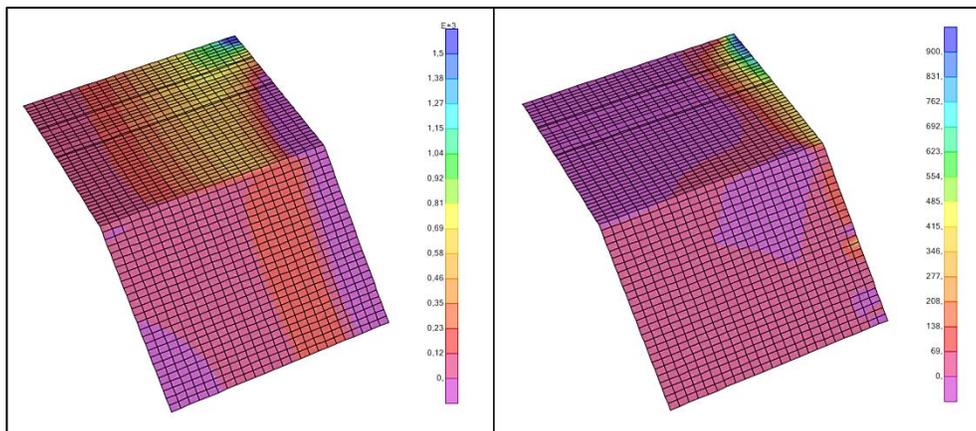


Figura 8.42. Esfuerzos V13 (izquierda) y V23 (derecha) en KN/m de la combinación 9 (zócalo)

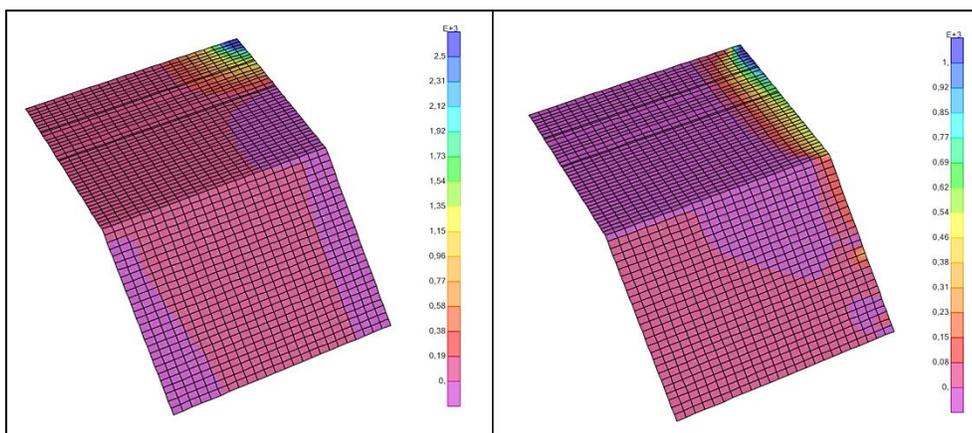


Figura 8.43. Esfuerzos V13 (izquierda) y V23 (derecha) en KN/m de la combinación 9 (zócalo)

Los esfuerzos para el resto de las combinaciones se presentan en la sección B.2.3

8.6.5 Esfuerzos de corte en la pila

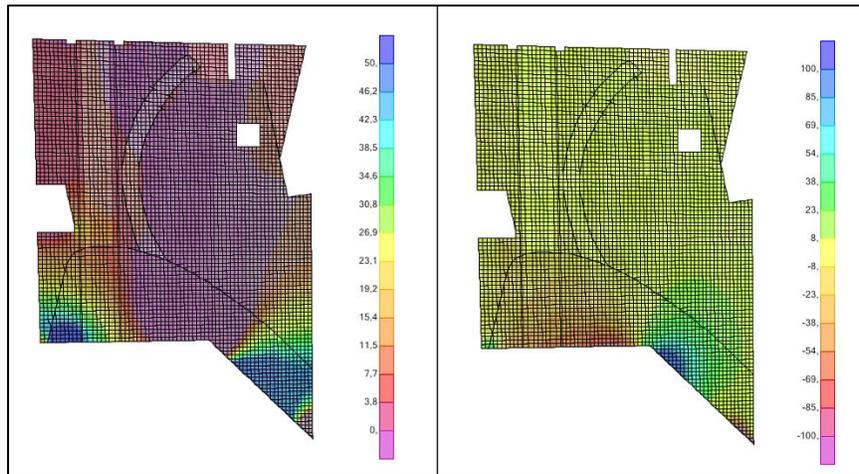


Figura 8.44. Esfuerzos V13 (izquierda) y V23 (derecha) en KN/m de la combinación 1 (pila)

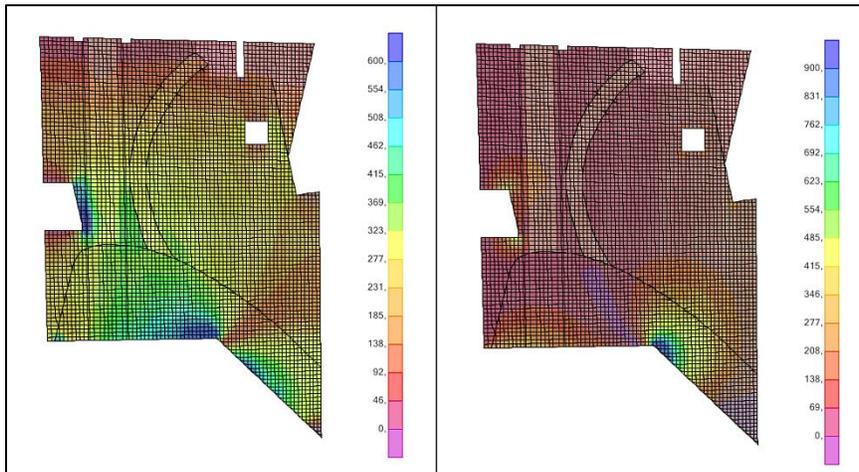


Figura 8.45. Esfuerzos V13 (izquierda) y V23 (derecha) en KN/m de la combinación 5 (pila)

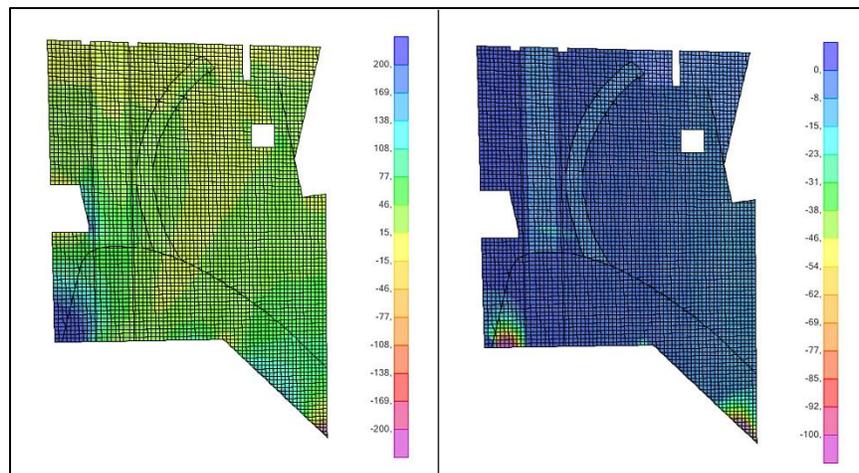


Figura 8.46. Esfuerzos V13 (izquierda) y V23 (derecha) en KN/m de la combinación 6 (pila)

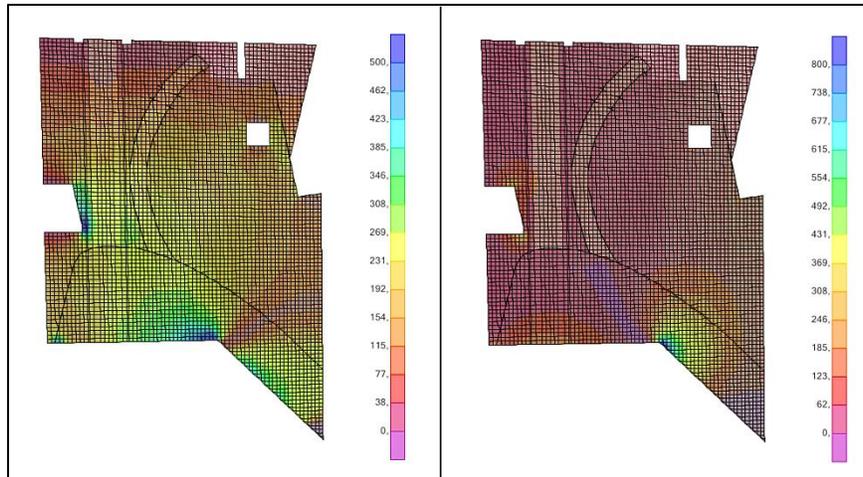


Figura 8.47. Esfuerzos V13 (izquierda) y V23 (derecha) en KN/m de la combinación 9 (pila)

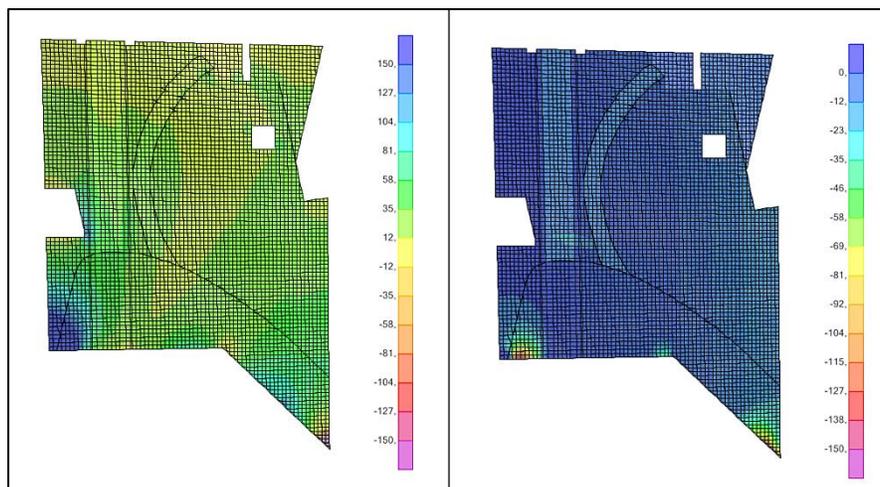


Figura 8.48. Esfuerzos V13 (izquierda) y V23 (derecha) en KN/m de la combinación 10 (pila)

Los esfuerzos para el resto de las combinaciones se presentan en la sección B.2.4

8.7 Dimensionamiento a flexión

8.7.1 Cuantías mínimas

Las cuantías requeridas se obtienen analizando los mapas dados por el software para cada combinación. Las mismas deben cumplir con valores mínimos dados por las normas a continuación.

Según el apartado 10.5.1 del ACI 318 la cuantía de acero no debe ser menor que:

$$\rho_{\min 1} = \frac{A_{s \min 1}}{b_w d} = \max \left[\frac{0,25 \sqrt{f'c}}{f_y} ; \frac{1,4}{f_y} \right]$$

A su vez, tratándose de una estructura expuesta continuamente al agua, de la tabla 7.12.2.1 del ACI 350 se obtiene que para elementos de hasta 13 metros:

$$\rho_{\min 2} = \frac{A_{s \min 2}}{b_w d} = 0,004$$

Evaluando estas expresiones para la estructura se determina la cuantía mínima:

Tabla 37. Cuantías mínimas de la estructura

	f'c (Mpa)	fy (Mpa)	$\rho_{\min 1}$	$\rho_{\min 2}$	ρ_{\min}
Zócalo	18	420	0,0025	0,004	0,004
			0,0033		
Pila	35	420	0,0035	0,004	0,004
			0,0033		

Para cumplir con este valor mínimo de 0,004 no debe espaciarse más de 30 cm la armadura. Utilizando este valor como “b_w” se obtiene $\rho_{\min} = 12 \text{ cm}^2/\text{m}$. Se adopta armadura Ø20 c/20 en ambas caras y direcciones de la pila y el zócalo (15,71 cm²/m).

Esto implica que solo es necesario aumentar la cantidad de armadura donde la cuantía requerida por metro lineal sea superior a 0,001571 m²/m en los mapas obtenidos por el software. Los elementos de lámina del modelo ya presentan definido el recubrimiento de 8 cm para la correcta determinación de los valores Ast₁ y Ast₂. Luego de realizar el análisis, se presentan los mapas de las combinaciones que presentan cuantías superiores a la adoptada y determinan el armado requerido.

8.7.2 Armaduras requeridas en el zócalo

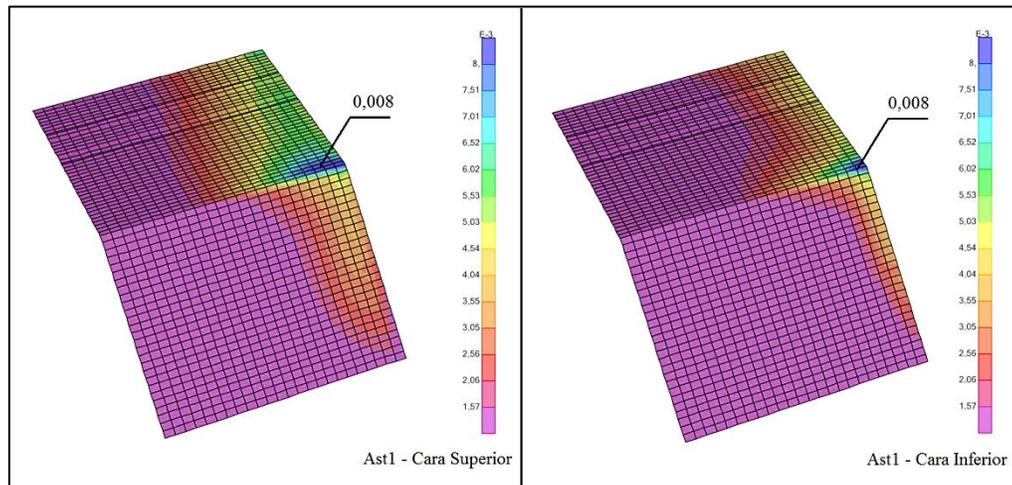


Figura 8.49. Cuantías superadas (en cm^2/m) de la combinación 5 (zócalo)

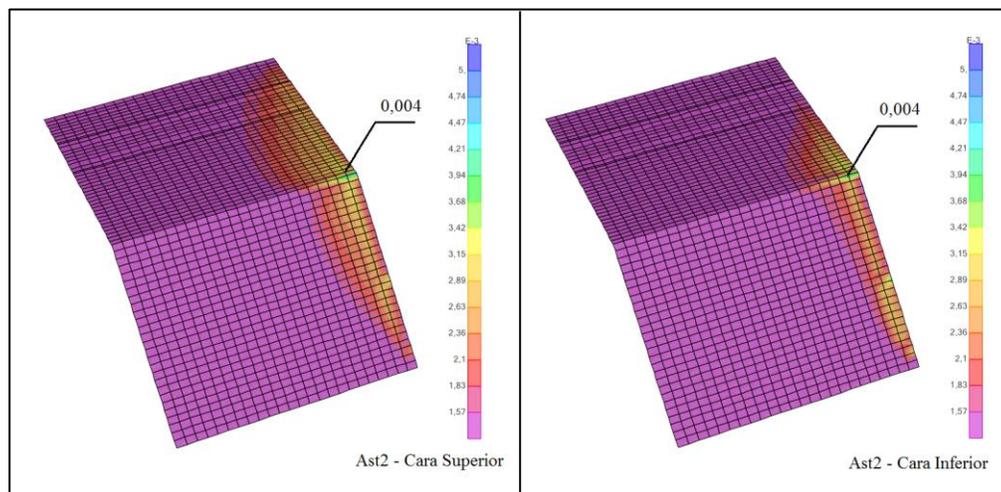


Figura 8.50. Cuantías superadas (en cm^2/m) de la combinación 6 (zócalo)

La demanda de armadura que se observa en los mapas de cuantías queda cubierta con la colocación de barras de:

- $\text{Ø}25$ c/10 en dos capas ($98,17 \text{ cm}^2/\text{m}$) en sentido perpendicular al flujo en ambas caras, 2 metros antes y después del cambio de pendiente. Desde la cara de la pila hasta la mitad del zócalo.
- $\text{Ø}20$ c/15 en dos capas ($41,89 \text{ cm}^2/\text{m}$) en sentido longitudinal al flujo en ambas caras a lo largo del encuentro con la pila hasta 2 metros desde la cara externa de la misma.
- $\text{Ø}20$ c/20 en una capa ($15,71 \text{ cm}^2/\text{m}$) en ambas caras y sentidos para el resto del zócalo.

8.7.3 Armaduras requeridas en la pila

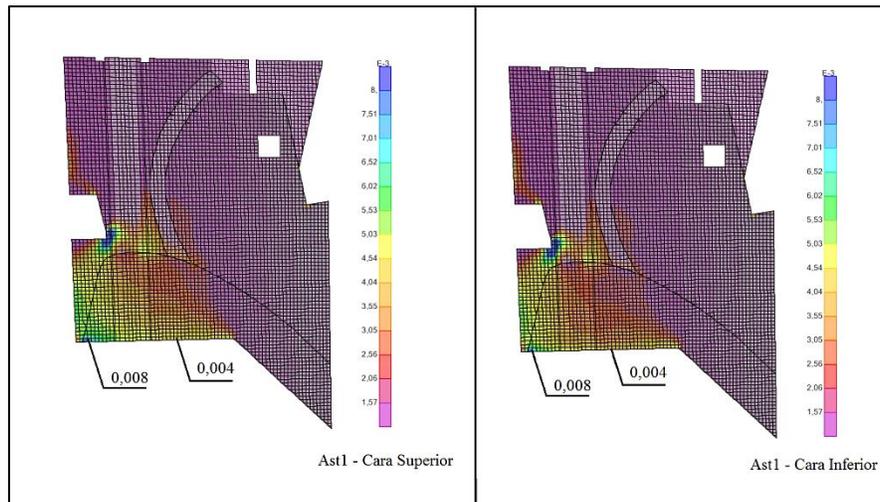


Figura 8.51. Cuantías superadas (en cm^2/m) de la combinación 5 (pila)

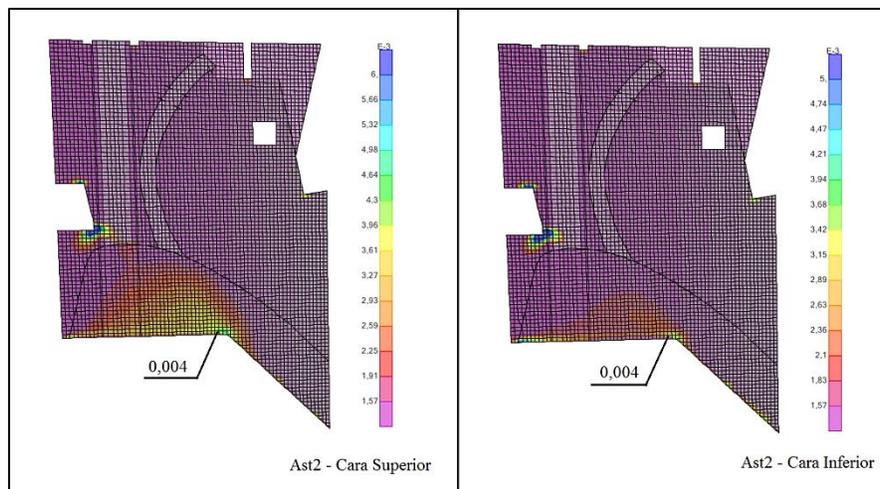


Figura 8.52. Cuantías superadas (en cm^2/m) de la combinación 6 (pila)

La demanda de armadura que se observa en los mapas de cuantías queda cubierta con la colocación de barras de:

- Ø25 c/10 en dos capas (98,17 cm^2/m) en vertical en ambas caras hasta la mitad del zócalo horizontal donde se sigue con Ø25 c/20 en dos capas (49,09 cm^2/m) hasta el zócalo inclinado
- Ø20 c/15 en dos capas (41,89 cm^2/m) en horizontal en ambas caras hasta la cresta de la rápida extendiendo la armadura hasta el zócalo inclinado.
- Ø25 c/20 en dos capas (49,09 cm^2/m) en horizontal y vertical en ambas caras por encima y debajo del pozo de tesado (1 metro en vertical). Ø25 c/20 a 45° en esquinas de concentración.
- Ø20 c/20 en una capa (15,71 cm^2/m) en ambas caras y sentidos para el resto de la pila.

8.8 Dimensionamiento a corte

Según el apartado 11.1.1 del ACI 318, el diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe verificar lo siguiente:

$$\phi V_n \geq V_u \rightarrow \phi (V_c + V_s) \geq V_u ; \phi = 0,75$$

Esto implica que si la resistencia al corte del hormigón (V_c) es suficiente, no se requiere refuerzo adicional (V_s). Según el apartado 11.2.1.1 del ACI 318 se define la resistencia al corte del hormigón para elementos sometidos a cortante y flexión como:

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

Dónde: λ = factor de modificación para hormigón liviano (en este caso igual a 1)

b_w = ancho del elemento (en este caso igual a 1 metro)

d = espesor del elemento

Se determina resistencia al corte para las diferentes secciones de la estructura:

Tabla 38. Resistencia al corte del hormigón de la pila

Espesores	f'_c	b_w	d	ϕ	V_c	$\phi \times V_c$
m	MPa	m	m	Adim.	kN/m	kN/m
3,65	35	1	3,55	0,75	3570	2677
2,15	35	1	2,05	0,75	2062	1546

Tabla 39. Resistencia al corte del hormigón del zócalo

Espesores	f'_c	b	d	ϕ	V_c	$\phi \times V_c$
m	MPa	m	m	Adim.	kN/m	kN/m
4,00	18	1	3,90	0,75	2813	2110
2,00	18	1	1,90	0,75	1370	1028

Puede verse que los esfuerzos de corte de la pila obtenidos en la sección 8.6.5 y B.2.4 (anexo) no superan en ningún caso las resistencias obtenidas en la Tabla 38, por lo que no es necesario adicionar armadura de corte.

Para el caso del zócalo, se observan algunas zonas donde se supera la resistencia del zócalo horizontal obtenida en la Tabla 39, en la zona de encuentro con la pila. Es cierto que la norma ACI 318 permite evaluar el corte último a una distancia “d” para verificar la resistencia del hormigón, por lo que considerando este criterio no se requeriría adicionar armadura. Sin embargo para que el “nudo” entre la pila y el zócalo no presenta posibles fisuras, se determina la armadura mínima por corte según el apartado 11.4.6.3 del ACI 318 como:

$$\frac{A_v \text{ mín}}{s} = \text{máx} \left[0,062 \sqrt{f'c} \frac{b_w}{f_y} ; 0,35 \frac{b_w}{f_y} \right]$$

$$\frac{A_v \text{ mín}}{s} = \text{máx} \left[0,062 \sqrt{18} \frac{1}{420} \times 10^4 ; 0,35 \frac{1}{420} \times 10^4 \right] = \text{máx} \left[6,26 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} ; 8,33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right]$$

Para cubrir esta cuantía de corte se adoptan estribos Ø8 de 4 ramas cada 20 cm (10,03 cm² / m) en todo el encuentro entre el zócalo y la pila en forma cruzada en sentido vertical y horizontal.

A continuación se presentan los esquemas de armado finales para una mejor visualización, los cuales muestran las armaduras de flexión y corte obtenidas para la estructura.

8.9 Esquemas de armado

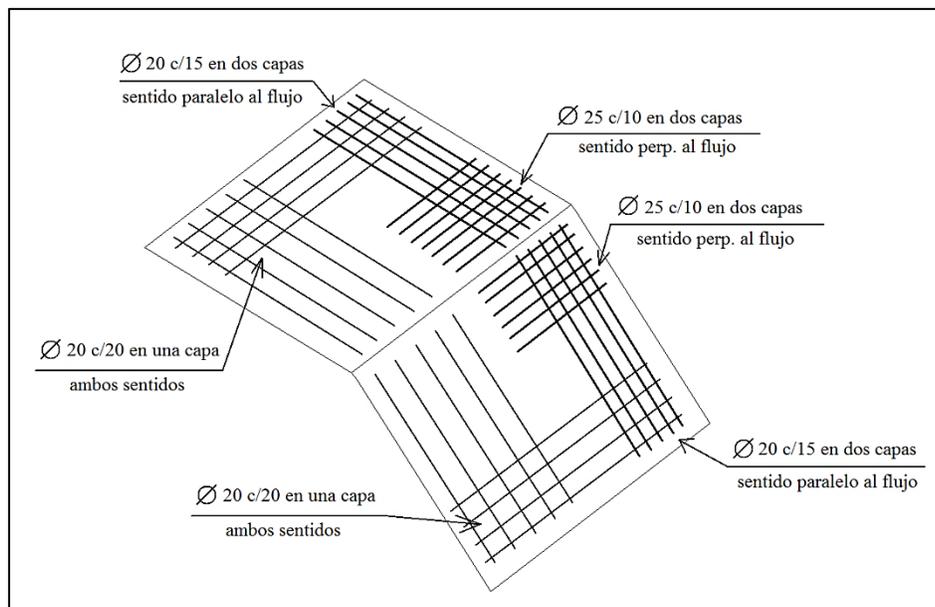


Figura 8.53. Armaduras de flexión para ambas caras del zócalo

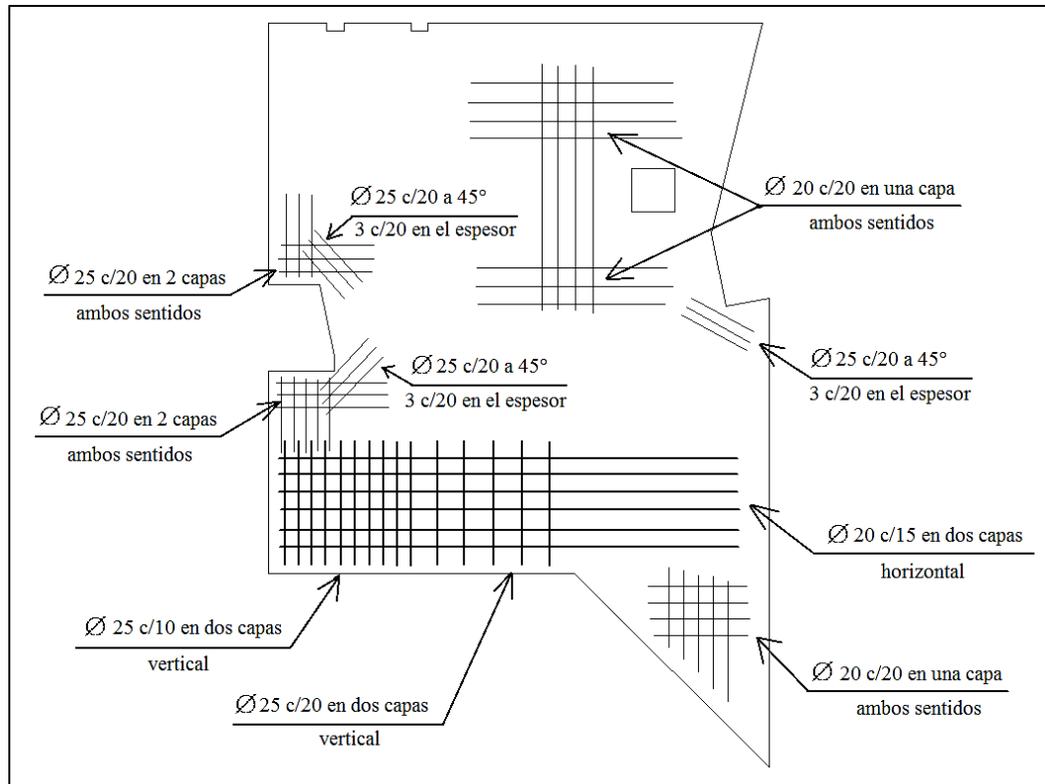


Figura 8.54. Armaduras de flexión para ambas caras de la pila

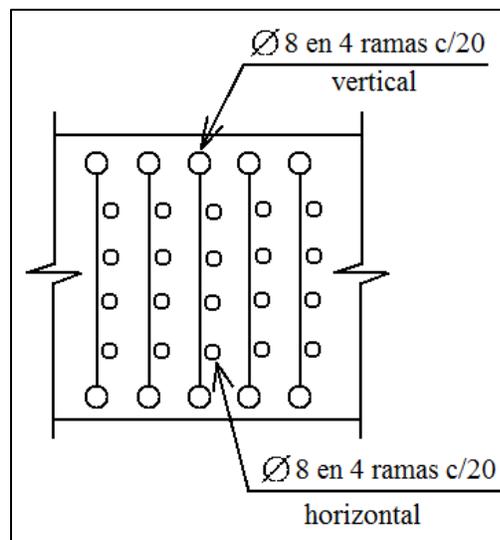


Figura 8.55. Armaduras de corte para el encuentro entre el zócalo y la pila

Los esquemas aquí presentados brindan la información requerida para realizar los correspondientes planos de armados en forma detallada para la estructura analizada.

8.10 Estados de servicio

Se presentan las deformadas para las combinaciones 1 y 8. La primera corresponde a la etapa de construcción con cargas mayoradas, donde el esfuerzo de postensado es el mayor posible que deba resistir la pila; que a su vez se encuentra sin ningún tipo de carga de agua. La otra combinación presenta un estado de servicio real de cargas no mayoradas, con ambas compuertas cerradas y el esfuerzo de postensado efectivo disminuido por la carga hidrostática de la compuerta.

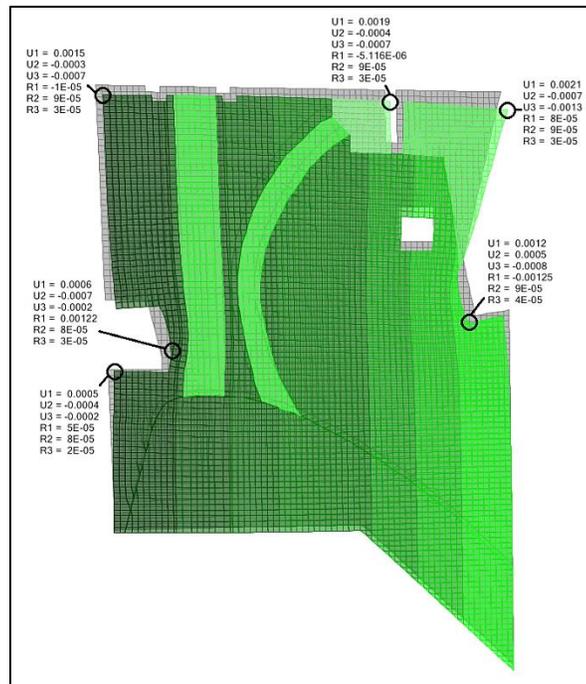


Figura 8.56. Desplazamientos (en mts) y giros (en radianes) para la combinación 1 (pila)

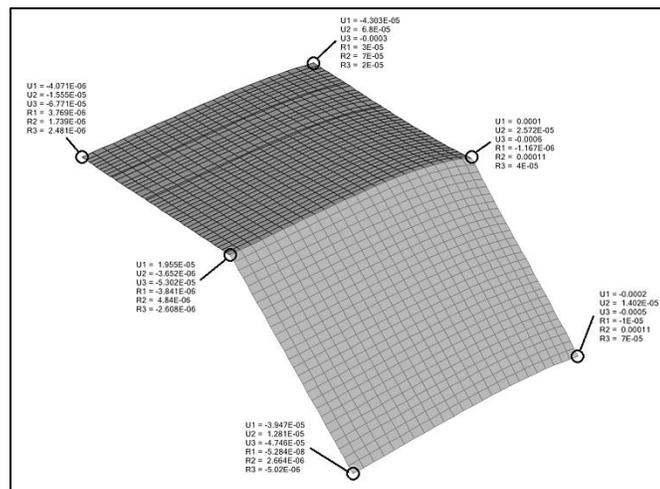


Figura 8.57. Desplazamientos (en mts) y giros (en radianes) para la combinación 1 (zócalo)

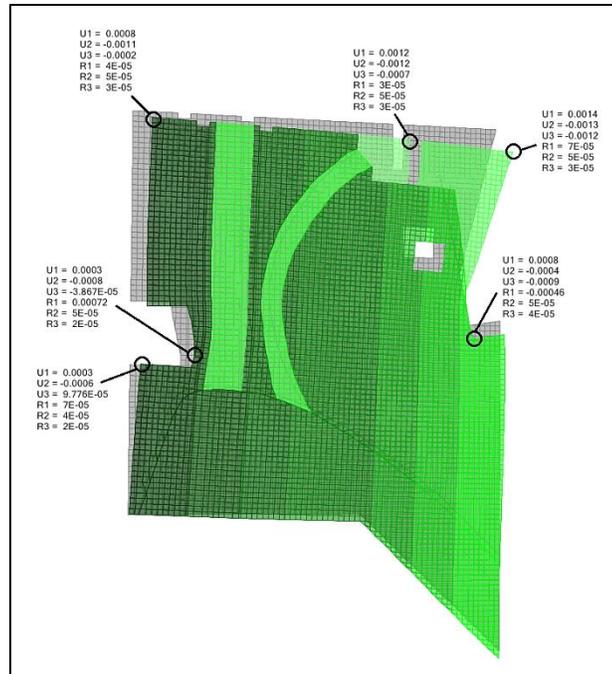


Figura 8.58. Desplazamientos (en mts) y giros (en radianes) para la combinación 8 (pila)

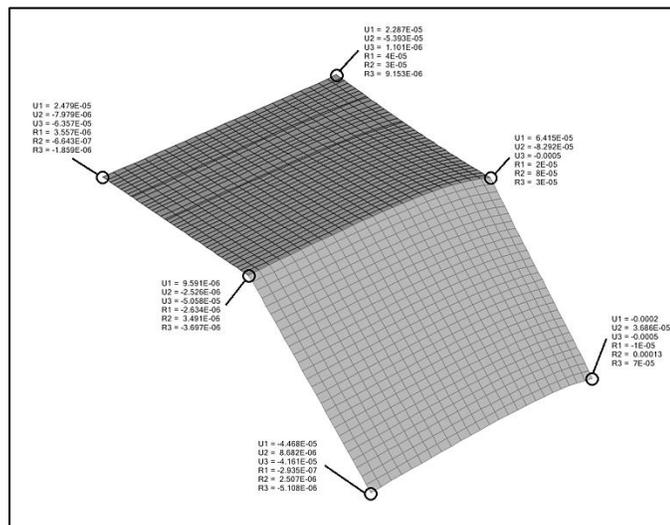


Figura 8.59. Desplazamientos (en mts) y giros (en radianes) para la combinación 8 (zócalo)

Los desplazamientos obtenidos son del orden del milímetro y los giros del orden de la centésima del grado por lo que la condición de servicio queda controlada. A su vez, las armaduras mínimas provistas en la sección 8.7.1 controlan fisuración y contracción del hormigón de la estructura.

9 CONCLUSIONES

Tras haber finalizado el trabajo, puede decirse que las elevadas cargas hidrostáticas e hidrodinámicas transmitidas por las compuertas radiales condicionan sustancialmente la geometría de la estructura analizada. El sistema de cables transversales y longitudinales requiere un diseño preciso y sobre todo una gran sección para evitar concentraciones de tensiones. Esto lleva a que las armaduras generales y locales dadas por la introducción del esfuerzo sean también elevadas, contemplando la secuencia de tesado e incluso errores por sobretesado del gato hidráulico.

Las combinaciones excepcionales del sismo MDE en ambos sentidos fueron determinantes en el armado de la pila y el zócalo, requiriendo elevadas cuantías de acero principalmente en la zona de unión de ambos elementos. A su vez, a pesar de que los espesores del zócalo sean muy elevados, fue necesario adicionar armadura de corte para controlar posibles fisuras de tracción diagonal a lo largo de la unión con la pila.

Los apoyos elásticos en las combinaciones sísmicas, como era de esperarse, sufren despegues que conllevan aumentos de tensiones en la unión mencionada. Los desplazamientos obtenidos en estas combinaciones tienen el único fin de obtener los esfuerzos producidos por el sismo, pero no representan valores reales y, es por esto, que no han sido incorporados en el cuerpo del trabajo para analizar los desplazamientos y deformaciones.

Un análisis más riguroso utilizando elementos tridimensionales con propiedades del hormigón compactado junto al uso de acelerogramas, acordes a la zona geográfica, para un análisis en el tiempo permitirían proveer información más detallada en cuanto al comportamiento real de la estructura. Sin embargo, considerando los fines de verificación estructural de la estructura analizada en el presente trabajo, las condiciones establecidas son suficientes para asegurar que ante las sollicitaciones analizadas la estructura responde adecuadamente.

ANEXO A

Verificación de elementos postensados

A.1. Propiedades y características de los materiales

Tabla A.1. Propiedades mecánicas del hormigón H-35

Designación	Hormigón estructural	
		H - 35
Tensión de fluencia característica. $f'c$	Mpa	35
Peso específico unitario	KN/m ³	24,5
Módulo de deformación transversal. μ		0,2
Módulo de elasticidad de Young. E	MPa	27805,6
Módulo de corte. G	MPa	11585,7

Tabla A.2. Propiedades mecánicas del hormigón H-18

Designación	Hormigón estructural	
		H - 18
Tensión de fluencia característica. $f'c$	Mpa	18
Peso específico unitario	KN/m ³	24,5
Módulo de deformación transversal. μ		0,2
Módulo de elasticidad de Young. E	MPa	19940,4
Módulo de corte. G	MPa	8308,5

Tabla A.3. Propiedades mecánicas de las barras de refuerzo

Designación	Barras de acero	
		ADN 420
Diámetros nominales (d_b)	mm	6 - 8 - 10 - 12 - 16 - 20 - 25
Tensión de fluencia característica. f_y	Mpa	420
Peso específico unitario	KN/m ³	78,0
Módulo de deformación transversal. μ		0,3
Módulo de elasticidad de Young. E	MPa	200000,0
Módulo de corte. G	MPa	76923,1

Tabla A.4. Propiedades mecánicas del acero de postensado

Designación	Acero para postensado	
		270K
Tensión de fluencia característica. f_{py}	Mpa	1670
Tensión de rotura característica. f_{pu}	Mpa	1864
Peso específico unitario	KN/m ³	78,0
Módulo de deformación transversal. μ		0,3
Módulo de elasticidad de Young. E	MPa	195000,0
Módulo de corte. G	MPa	75000,0

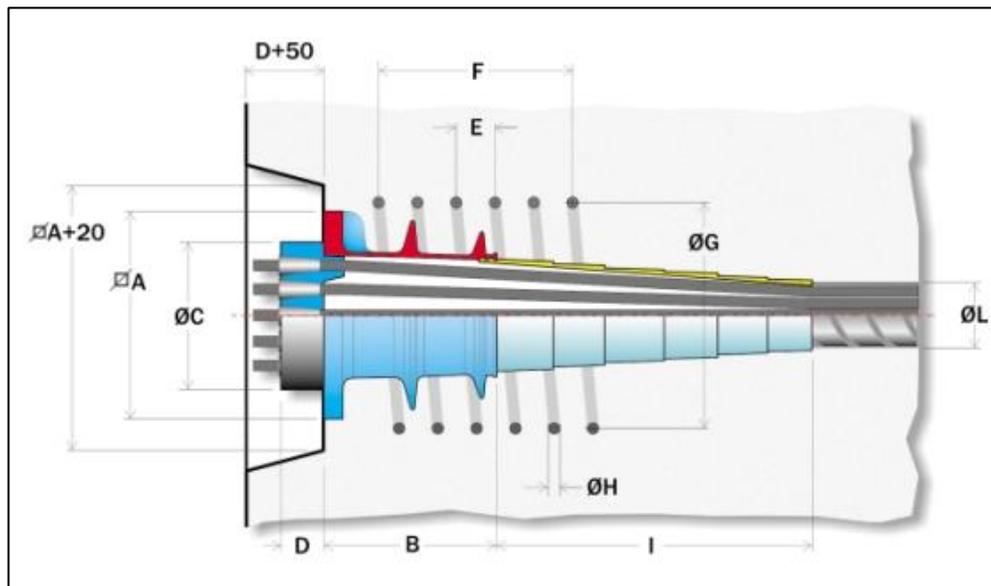


Figura A.1. Anclajes activos MTAI de PROTENDE (designaciones de dimensiones)

Tabla A.5. Dimensiones características de los anclajes utilizados

Tipo de anclaje	ϕ A (mm)	B (mm)	ϕ C (mm)	D (mm)	E (mm)	F (mm)	ϕ G (mm)	ϕ H (mm)	I (mm)	ϕ L (mm)
09 MTAI 15,2	200	180	165	57	60	360	250	12,5	210	70/75
12 MTAI 15,2	220	190	165	70	60	420	310	12,5	165	80/85

A.2. Expresiones para la determinación de pérdidas de pretensado

Haciendo uso del capítulo 3 del libro “Prestressed Concrete - A Fundamental Approach” de Edward Nawy, se obtienen las expresiones necesarias para la determinación de los distintos tipos de pérdidas de pretensado.

A.2.1. Acortamiento elástico del hormigón

$$ES = K_{es} \times n \times f_{cir}$$

Dónde: K_{es} : Coeficiente para postesado secuencial

n : Relación de módulos de elasticidad acero/hormigón (E_p / E_c)

f_{cir} : Tensión de compresión promedio en el hormigón en el baricentro de los tensores después de la totalidad del pretensado (tn/m^2)

A.2.2. Fluencia lenta del hormigón

$$CR = K_{cr} \times n \times (f_{cir} - f_{cds})$$

Dónde: K_{es} : Coeficiente para postesado

n : Relación de módulos de elasticidad acero/hormigón (E_p / E_c)

f_{cir} : Tensión de compresión promedio en el hormigón en el baricentro de los tensores después de la totalidad del pretensado (tn/m^2)

f_{cir} : Tensión debida a cargas muertas superimpuestas (tn/m^2)

A.2.3. Retracción en el hormigón

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} \times K_{sh} \times E_p \times (1 - 0,024 \times V/S) \times (100 - RH)$$

Dónde: K_{sh} : Coeficiente para postesado que depende del tiempo de curado del hormigón

E_p : Módulo de elasticidad del acero de pretensado (tn/m^2)

V/S : Relación entre el volumen (V) y la superficie (S) expuesta del miembro (m)

RH : Humedad relativa del aire en porcentaje

A.2.4. Relajación del acero

$$RE = [K_{re} - J (SH + CR + ES)] \times C$$

Dónde: K_{re} , J y C : Coeficientes que dependen del tipo de acero utilizado

A.2.5. Fricción

$$\text{Si } B = K \times l_{px} + \mu_{px} \times \alpha_{px} \leq 0,3 \rightarrow FR = P_{px} \times (1+B) - P_{px}$$

$$\text{Si } B = K \times l_{px} + \mu_{px} \times \alpha_{px} > 0,3 \rightarrow FR = P_{px} \times e^B - P_{px}$$

Dónde: K : Coeficiente de desviación accidental (m^{-1})

l_{px} : Longitud media del cable que se opone al movimiento (m)

μ : Coeficiente de curvatura

α : Variación angular ponderada

P_{px} : Tensión después de la transferencia (tn/m^2)

A.2.6. Acuñaamiento

$$ACUÑ = (\Delta a / L) \times E_p$$

Dónde: Δa : Desplazamiento medido en el anclaje (m)

L : Longitud promedio de un cable (m)

E_p : Módulo de elasticidad del acero de pretensado (tn/m^2)

Todas las expresiones aquí presentadas arrojan sus resultados en tn/m^2 , por lo que al ser sumadas y multiplicarse este valor por el área total de todos los cables, se determina la pérdida de esfuerzo de pretensado total (en tn).

A.3. Pérdidas de pretensado de la pila central

Tabla A.6. Pérdida por acortamiento elástico del hormigón de la pila

K_{es}	n	f_{cir}	ES
0,50	7,01	652,77	2288,93

Tabla A.7. Pérdida por fluencia lenta del hormigón de la pila

K_{cr}	n	f_{cir}	f_{cds}	CR
1,60	7,01	652,77	0,00	7324,58

Tabla A.8. Pérdida por retracción en el hormigón de la pila

K_{sh}	E_p	V/S	RH	SH
0,58	19884567,54	0,59	85	1390,93

Tabla A.9. Pérdida por relajación del acero de la pila

K_{re}	J	C	RE
3512,87	0,04	0,95	2919,05

Tabla A.10. Pérdida por fricción de los cables de la pila

K	l_{px}	μ_{px}	α_{px}	B	P_{px}	FR
0,005	7	0,2	0,09873073	0,05474615	140656,293	7700,39

Tabla A.11. Pérdida por acuñamiento de los anclajes de la pila

Δa	L	E_p	ACUÑ
0,005	14	19884567,5	7101,63

$$\Delta_T = ES + CR + SH + RE + FR + ACUÑ = 28725,52 \text{ tn/m}^2$$

$$m = 0,8 \times f_{pu} / \Delta_T = \mathbf{0,1889}$$

A.4. Pérdidas de pretensado de la viga muñón

Tabla A.12. Pérdida por acortamiento elástico del hormigón de la viga muñón

K_{es}	n	f_{cir}	ES
0,50	7,01	410,44	1439,20

Tabla A.13. Pérdida por fluencia lenta del hormigón de la viga muñón

K_{cr}	n	f_{cir}	f_{cds}	CR
1,60	7,01	410,44	0,00	4605,43

Tabla A.14. Pérdida por retracción en el hormigón de la viga muñón

K_{sh}	E_p	V/S	RH	SH
0,58	19884567,54	0,61	85	1390,93

Tabla A.15. Pérdida por relajación del acero de la viga muñón

K_{re}	J	C	RE
3512,87	0,04	0,95	3054,67

Tabla A.16. Pérdida por fricción de los cables de la viga muñón

K	l_{px}	μ_{px}	α_{px}	B	P_{px}	FR
0,005	2,45	0,2	0	0,01225	140656,29	1723,04

Tabla A.17. Pérdida por acúñamiento de los anclajes de la viga muñón

Δa	L	E_p	ACUÑ
0,005	4,9	19884567,5	20290,38

$$\Delta_T = ES + CR + SH + RE + FR + ACUÑ = 32503,63 \text{ tn/m}^2$$

$$m = 0,8 \times f_{pu} / \Delta_T = \mathbf{0,2138}$$

A.5. Diagramas de esfuerzos característicos de la viga muñón

A.5.7. Peso propio

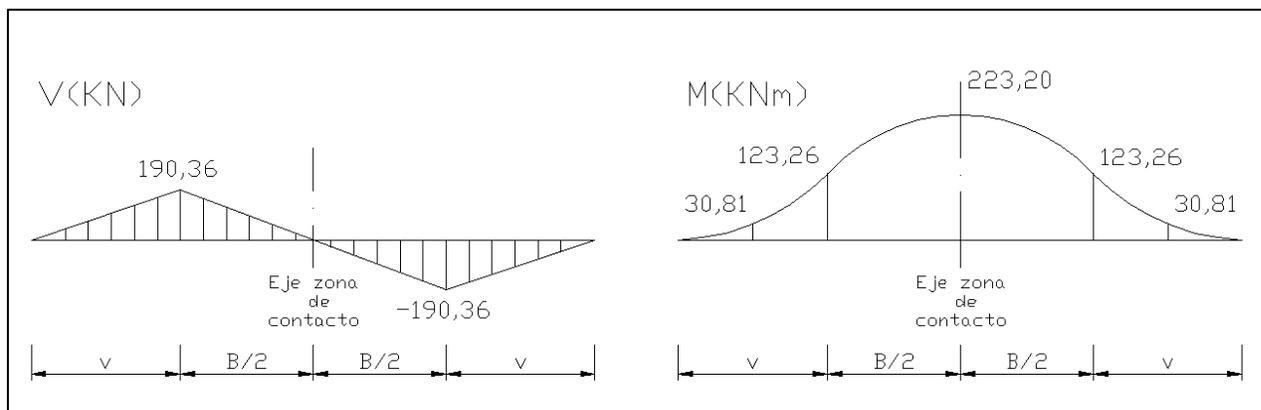


Figura A.2. Diagramas de corte y momento para peso propio

A.5.8. Pretensado final, empuje hidrostático y sismo MDE

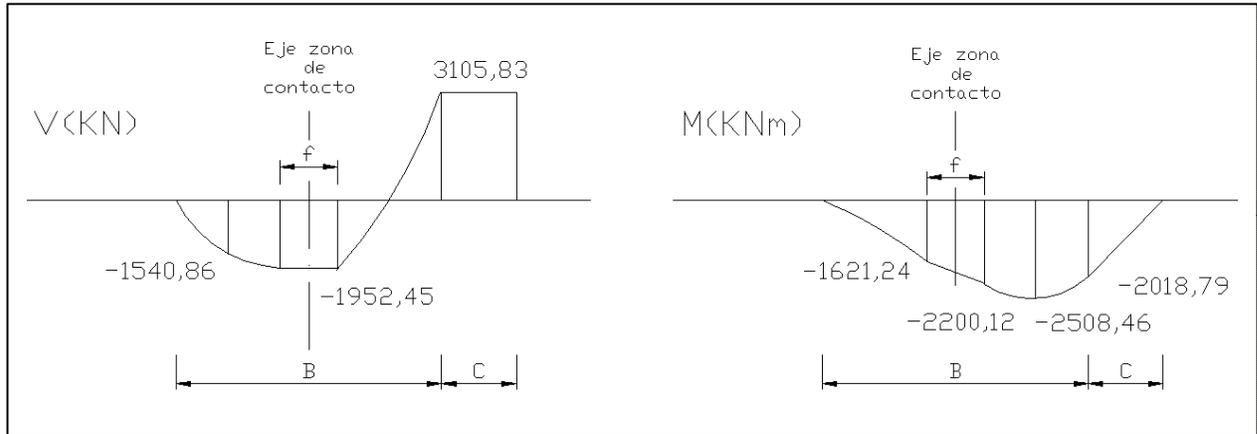


Figura A.3. Diagramas de corte y momento para pretensado final + empuje hidrostático + MDE

A.5.9. Pretensado final y empuje hidrostático (compuertas desbalanceadas)

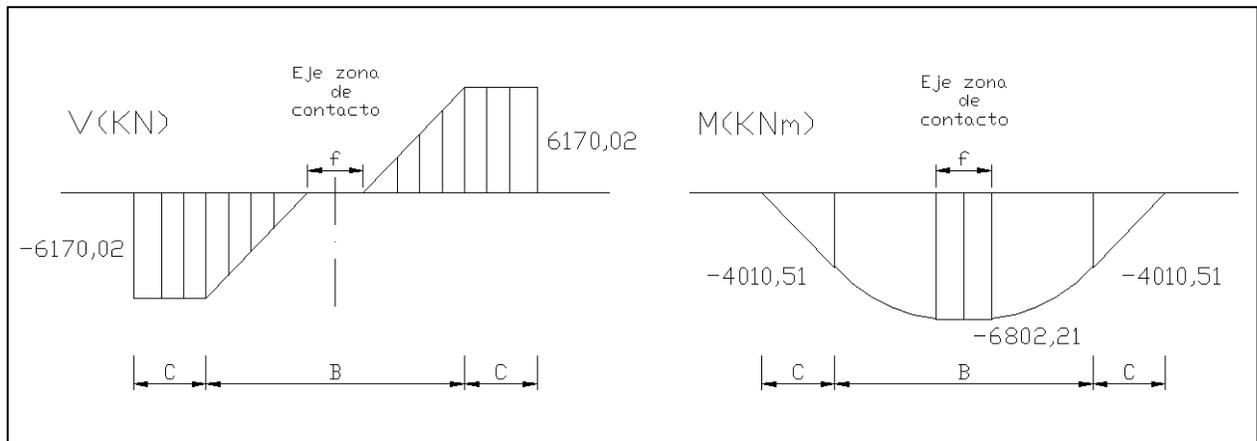
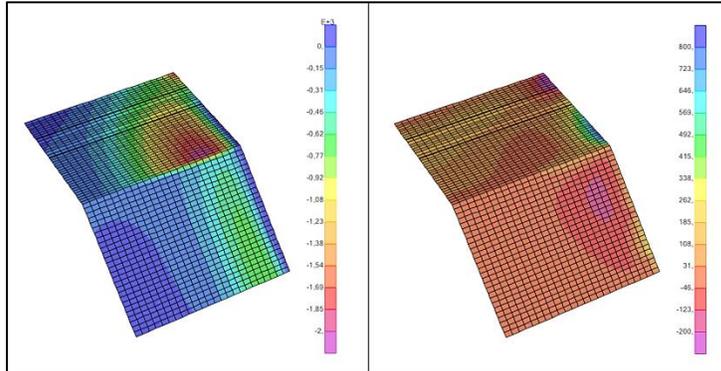
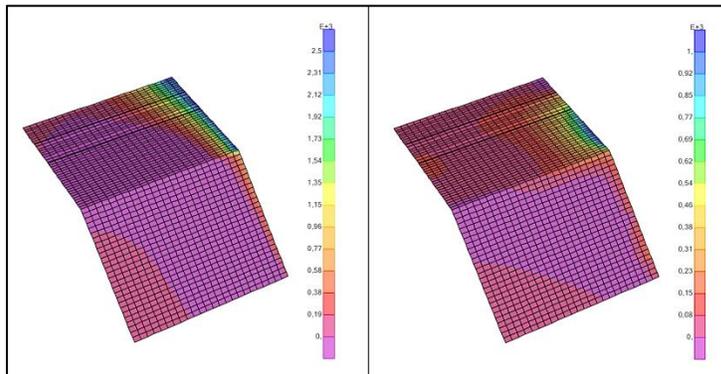
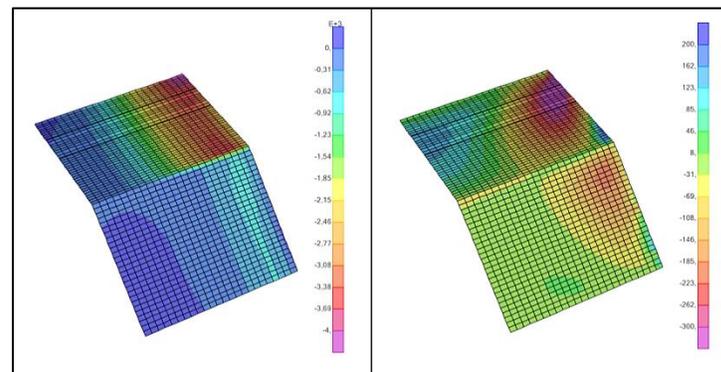


Figura A.4. Diagramas de corte y momento para pretensado final + empuje hidrostático de un brazo

ANEXO B**Modelación con elementos finitos del vertedero****B.1. Esfuerzos flectores y membranales de la estructura****B.1.1. Zócalo inferior****Figura B.1. Esfuerzos M11 (izquierda) y M22 (derecha) en KNm/m de la combinación 2 (zócalo)****Figura B.2. Esfuerzos M11 (izquierda) y M22 (derecha) en KNm/m de la combinación 3 (zócalo)****Figura B.3. Esfuerzos M11 (izquierda) y M22 (derecha) en KNm/m de la combinación 4 (zócalo)**

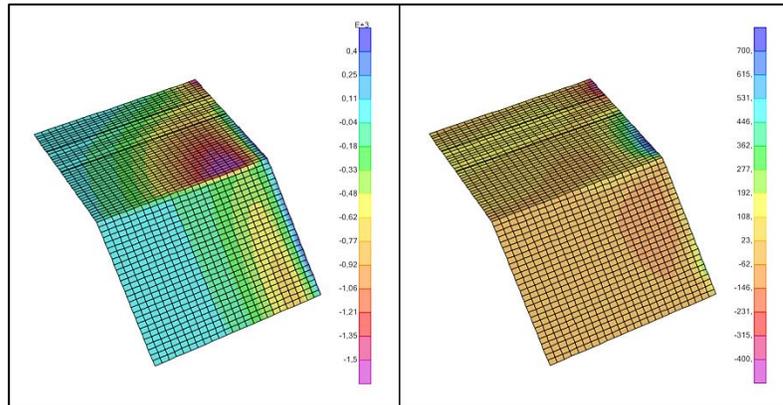


Figura B.4. Esfuerzos M11 (izquierda) y M22 (derecha) en KNm/m de la combinación 7 (zócalo)

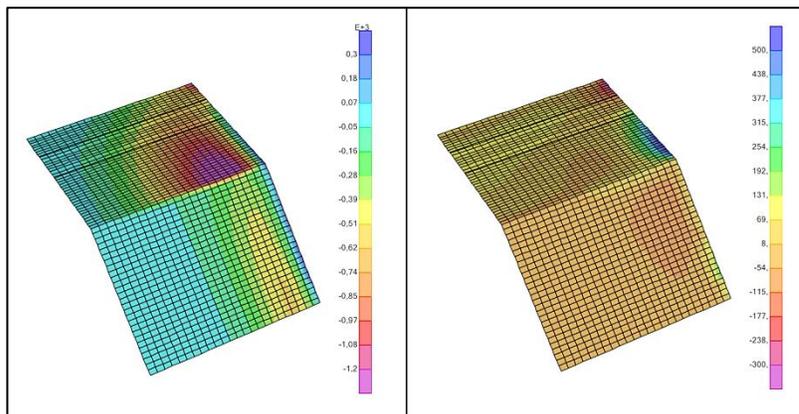


Figura B.5. Esfuerzos M11 (izquierda) y M22 (derecha) en KNm/m de la combinación 8 (zócalo)

B.1.2. Pila central

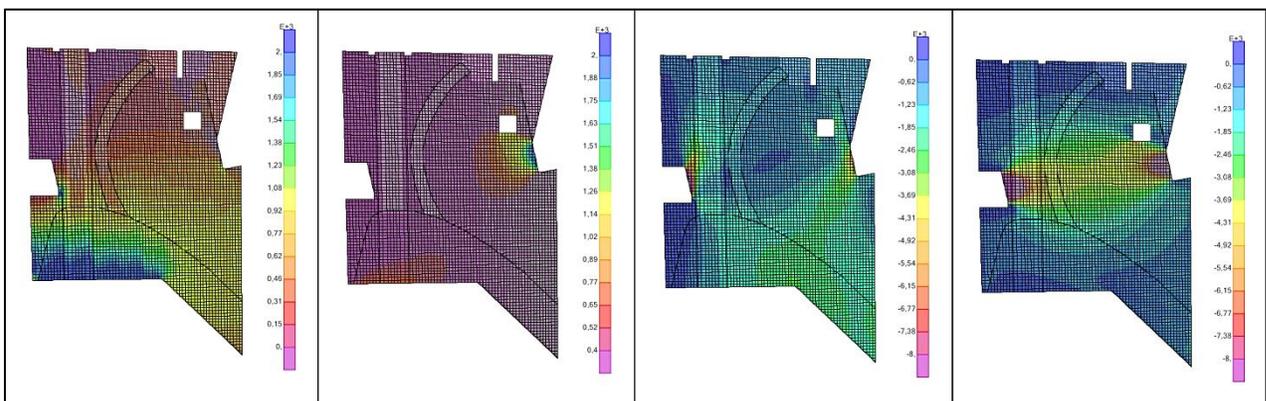


Figura B.6. Esfuerzos M11, M22, F11 y F22 (izq. a der.) en KNm/m y KN/m de la combinación 2 (pila)

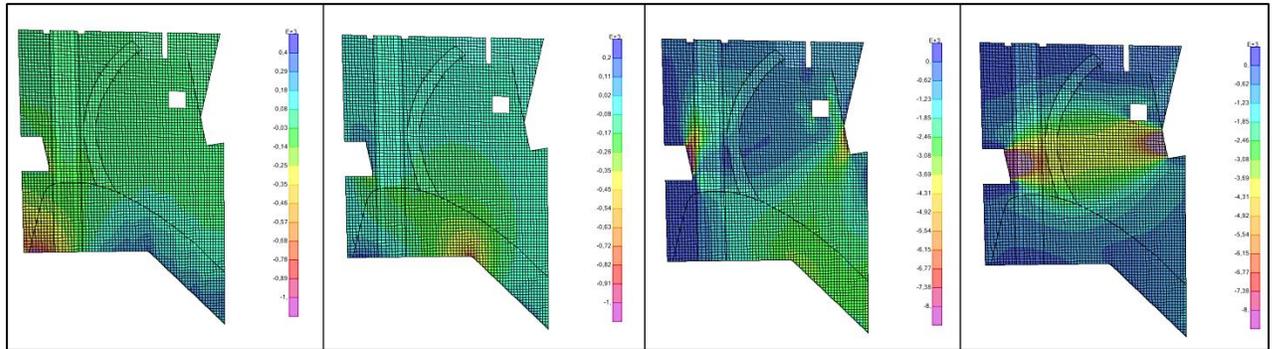


Figura B.7. Esfuerzos M11, M22, F11 y F22 (izq. a der.) en KNm/m y KN/m de la combinación 3 (pila)

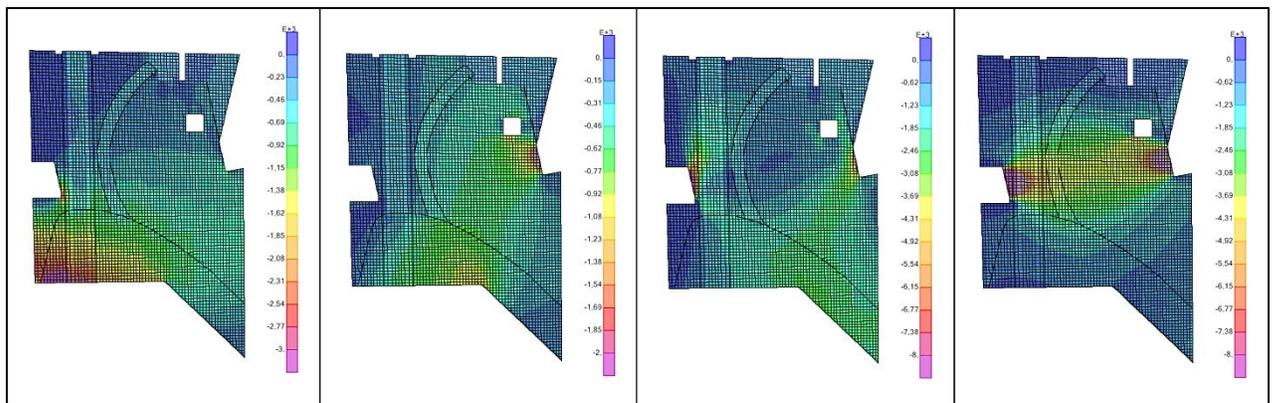


Figura B.8. Esfuerzos M11, M22, F11 y F22 (izq. a der.) en KNm/m y KN/m de la combinación 4 (pila)

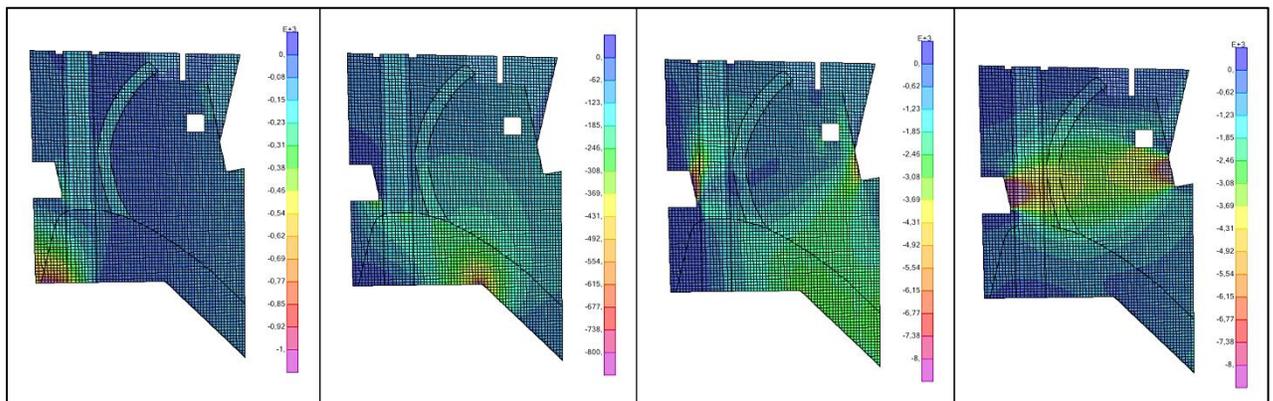


Figura B.9. Esfuerzos M11, M22, F11 y F22 (izq. a der.) en KNm/m y KN/m de la combinación 7 (pila)

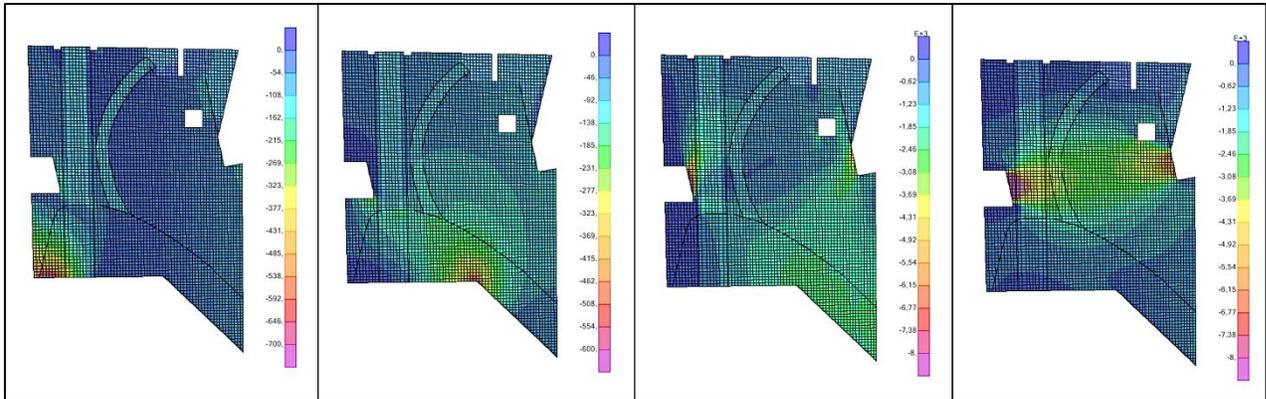


Figura B.10. Esfuerzos M11, M22, F11 y F22 (izq. a der.) en KNm/m y KN/m de la combinación 8 (pila)

B.2. Esfuerzos de corte de la estructura

B.2.3. Zócalo inferior

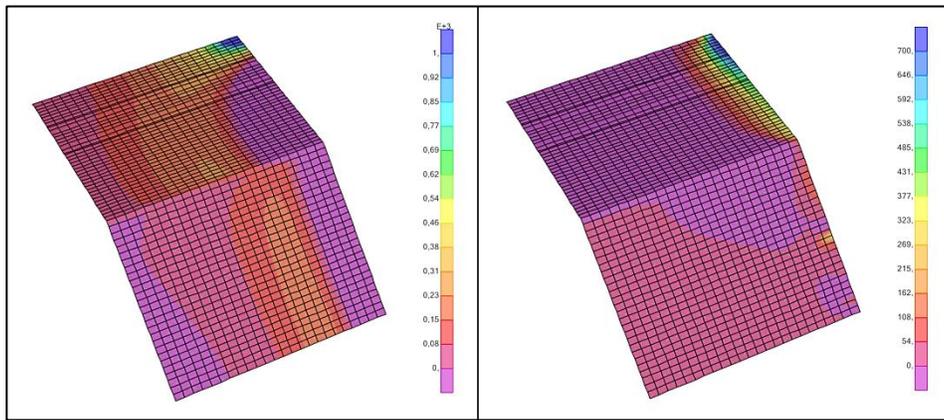


Figura B.11. Esfuerzos V13 (izquierda) y V23 (derecha) en KN/m de la combinación 2 (zócalo)

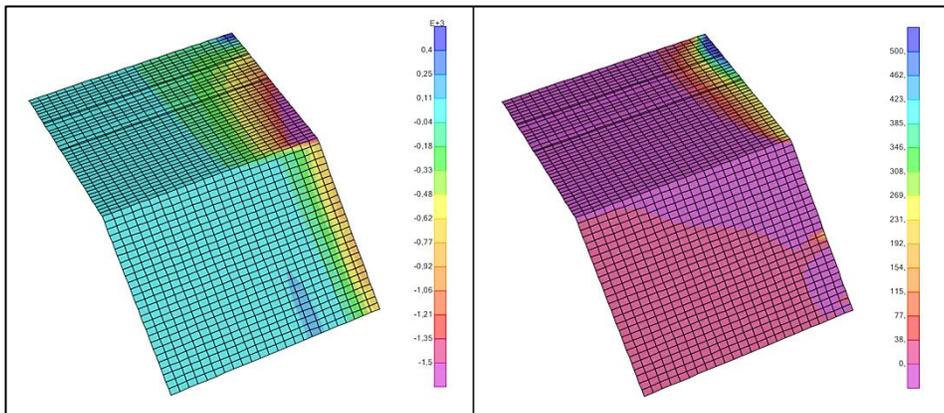


Figura B.12. Esfuerzos V13 (izquierda) y V23 (derecha) en KN/m de la combinación 3 (zócalo)

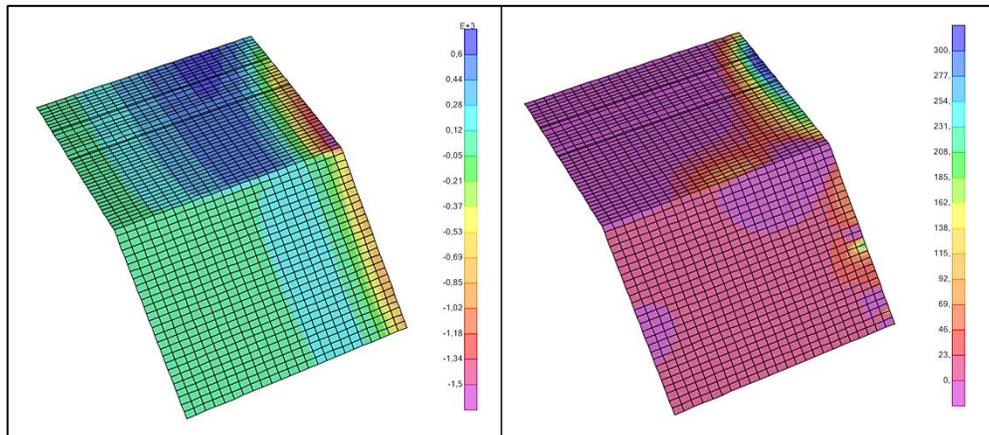


Figura B.13. Esfuerzos V13 (izquierda) y V23 (derecha) en KN/m de la combinación 4 (zócalo)

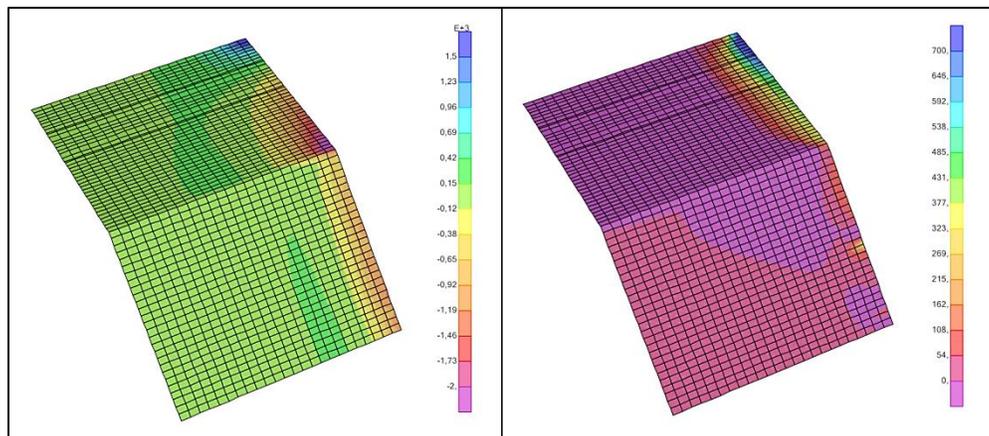


Figura B.14. Esfuerzos V13 (izquierda) y V23 (derecha) en KN/m de la combinación 7 (zócalo)

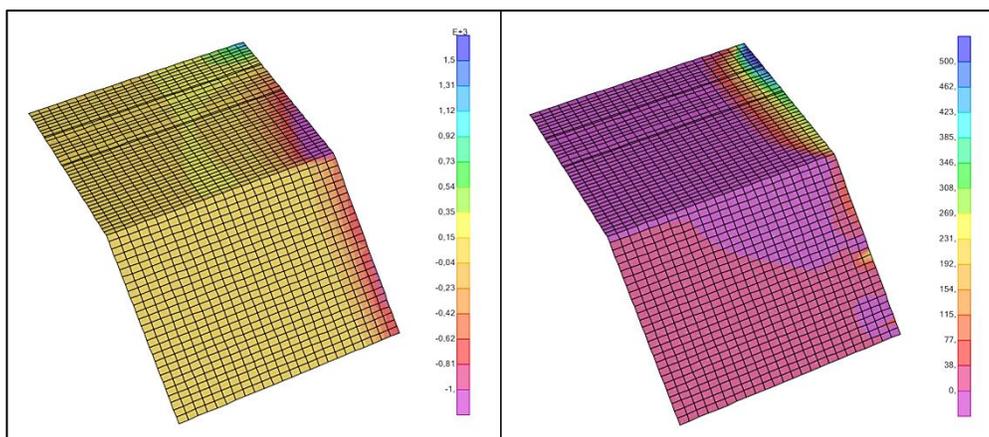


Figura B.15. Esfuerzos V13 (izquierda) y V23 (derecha) en KN/m de la combinación 8 (zócalo)

B.2.4. Pila central

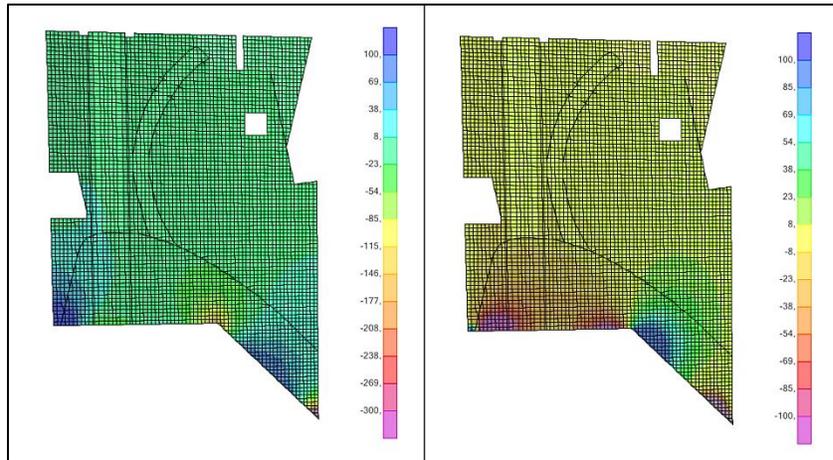


Figura B.16. Esfuerzos V13 (izquierda) y V23 (derecha) en KN/m de la combinación 2 (pila)

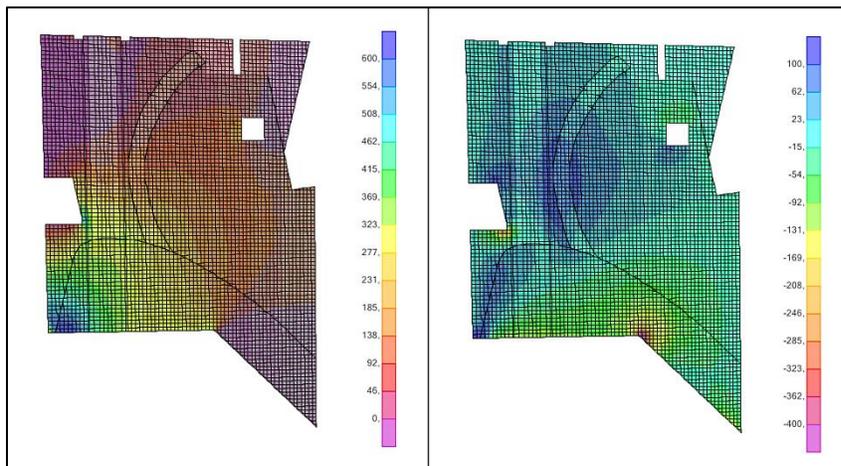


Figura B.17. Esfuerzos V13 (izquierda) y V23 (derecha) en KN/m de la combinación 3 (pila)

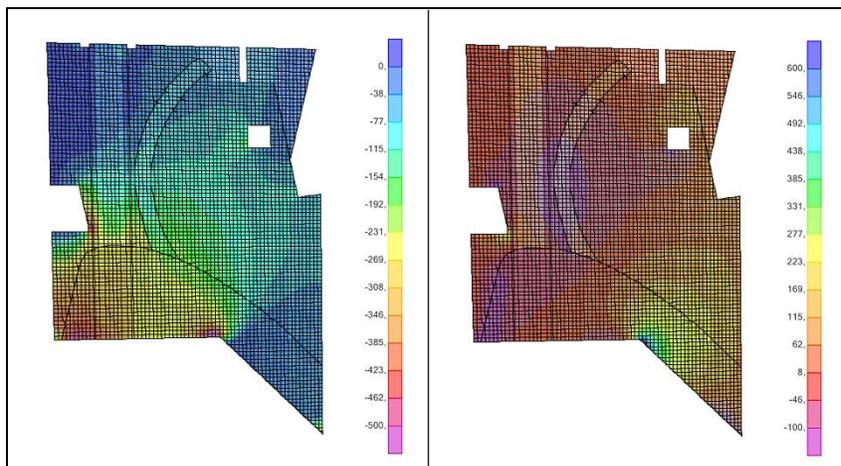


Figura B.18. Esfuerzos V13 (izquierda) y V23 (derecha) en KN/m de la combinación 4 (pila)

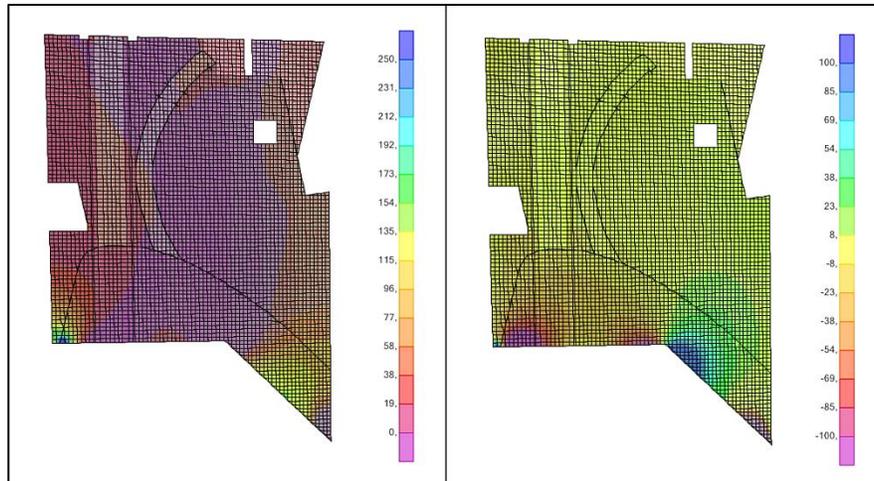


Figura B.19. Esfuerzos V13 (izquierda) y V23 (derecha) en KN/m de la combinación 7 (pila)

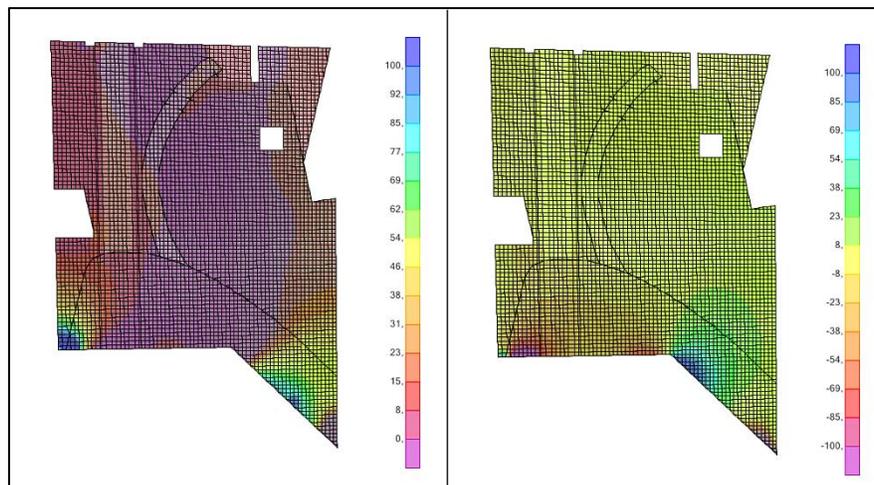


Figura B.20. Esfuerzos V13 (izquierda) y V23 (derecha) en KN/m de la combinación 8 (pila)

BIBLIOGRAFÍA

- Computers & Structures Inc. (2007) CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS and SAFE. California, USA.
- American Concrete Institute (2008). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario. ACI 318S. Michigan, USA.
- American Concrete Institute (2006). Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures and Commentary. ACI 350. Michigan, USA.
- American Concrete Institute (2006). Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary. ACI 350.3. Michigan, USA.
- U.S. Army Corps of Engineers (2000). Design of Spillway Tainter Gates. EM 1110-2-2702. Washington, USA.
- American Society of Civil Engineers (2002). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. ASCE/SEI 7-05. Virginia, USA.
- Eugenio Oñate (1992). Cálculo de estructuras por el método de elementos finitos, 1° ed. Barcelona, España.
- Arthur Nilson (2008). Design of Concrete Structures, 14° ed. New York, USA.
- Edward G. Nawy (2003). Prestressed Concrete - A Fundamental Approach, 4° ed. New Jersey, USA.
- Fritz Leonhardt (1986). Estructuras de Hormigón Armado – Casos especiales del dimensionado de estructuras de hormigón armado (Vol. II), 2° ed. Berlin, Alemania.
- Ray W. Clough (1995) Dynamic of Structures, 3° ed. California, USA.
- Luis E. Suárez (2014). Analisis de Estructuras con Cargas Dinamicas - Tomo II: Sistemas de multiples grados de libertad, 1° ed. Mayaguez, Puerto Rico.
- George W. Housner (1954). Dynamic Pressures on Accelerated Fluid Containers - Bulletin of the seismological society of America. California, USA.