

PROPRIETARIO - OWNER

**ALTO MAIPO SpA**

**6395-ES-MCA-7002**

| REV | PREPARATION PÖYRY |       | REVIEW PÖYRY |       | PÖYRY APPROVAL |       |            | STRABAG REVIEW |       | STRABAG APPROVAL |       |
|-----|-------------------|-------|--------------|-------|----------------|-------|------------|----------------|-------|------------------|-------|
|     | NAME              | SIGN. | NAME         | SIGN. | NAME           | SIGN. | DATE       | NAME           | SIGN. | NAME             | SIGN. |
| A00 | M. Adams          |       | G. Bravo     |       | P. Furrer      |       | 18-08-2020 |                |       |                  |       |
| A01 | M. Adams          |       | G. Bravo     |       | P. Furrer      |       | 24-03-2021 |                |       |                  |       |

|                    |      |  |           |  |      |  |
|--------------------|------|--|-----------|--|------|--|
| AES GENER APPROVAL | NAME |  | SIGNATURE |  | DATE |  |
| Modifications:     |      |  |           |  |      |  |

## CONTENIDO

|  |    |
|--|----|
| 1. OBJETIVO Y ALCANCE .....                                      | 3  |
| 2. DOCUMENTOS DE REFERENCIA y Antecedentes.....                  | 3  |
| 3. BASES DE CÁLCULO .....  | 3  |
| 3.1. Materiales .....  | 3  |
| 3.2. Geotecnia .....   | 4  |
| 3.3. Cargas .....  | 4  |
| Peso Propio (D) .....  | 4  |
| Sobrecarga viva (LL) .....                                       | 4  |
| Sobrecarga de Nieve (N) .....                                    | 4  |
| Empujes de suelo (H) .....                                       | 5  |
| Napa freática ( $F_N$ ) .....                                    | 5  |
| Carga sísmica (E y EH) .....                                     | 5  |
| 3.4. Combinaciones de Carga .....                                | 5  |
| Combinaciones de Cargas de Servicio .....                        | 6  |
| Combinaciones de Cargas Últimas .....                            | 6  |
| 4. BASES DE DISEÑO .....   | 8  |
| 4.1. Criterios de Estabilidad.....                               | 8  |
| Estabilidad al deslizamiento .....                               | 8  |
| Estabilidad la flotación .....                                   | 9  |
| Tensiones de Contacto del Suelo y porcentaje en compresión ..... | 9  |
| Estabilidad al volcamiento.....                                  | 9  |
| 4.2. Ancho de fisura por solicitaciones .....                    | 10 |
| 4.3. Armadura Mínima por retracción y temperatura .....          | 10 |
| 5. DISEÑO ESTRUCTURAL .....                                      | 11 |
| 6. CONCLUSIONES .....  | 37 |

## 1. OBJETIVO Y ALCANCE

En este documento se detalla el cálculo y diseño estructural a nivel de detalles de la Bocatoma el Manzano para el proyecto Hidroeléctrico Alto Maipo (PHAM) localizado al sureste de la ciudad de Santiago, en el municipio de San José de Maipo, Provincia Cordillera, Región Metropolitana, específicamente en la cuenca del Río Maipo.

## 2. DOCUMENTOS DE REFERENCIA Y ANTECEDENTES

Los documentos que sirven de referencia para lo presentado en este documento son:

|                  |   |
|------------------|---|
| GD-E01 a GD-E05  | Guías de Diseño Estructural, Departamento de Ingeniería Civil, ENDESA 1983. |
| AASHTO LRFD 2005 | AASHTO LRFD Bridge Design Specifications                                    |
| AASHTO 2002      | Standard Specifications for Highway Bridges                                 |
| ACI 350 - 06     | Code requirements for environmental engineering concrete structures         |
| NCh 1537:2009    | Norma de Cargas Permanentes y Sobrecargas de uso                            |
| NCh 431:2010     | Diseño estructural – Cargas de nieve  |

## 3. BASES DE CÁLCULO

El diseño de la Bocatoma tiene como bases de cálculo lo que se indica a continuación:

### 3.1. Materiales

Los materiales de las estructuras considerados para el diseño son:

- Hormigón G-25, según norma NCh 170:
  - $f_c' = 250 \text{ kgf/cm}^2$
  - $E = 15100\sqrt{f_c'} = 238.752 \text{ kgf/cm}^2$
  - $\gamma_h = 2,4 \text{ tonf/m}^3$
  - $\gamma_{ha} = 2,5 \text{ tonf/m}^3$
- Acero para armaduras de refuerzos A630-420H, según norma NCh204:
  - $f_y = 4.200 \text{ kgf/cm}^2$
  - $E = 2.100.000 \text{ kgf/cm}^2$
  - $\gamma_s = 7,85 \text{ tonf/m}^3$

### 3.2. Geotecnia

Las recomendaciones del Informe de Estimación de parámetros Geotécnicos, son las siguientes:

#### Material de Fundación:

| Parámetros Geomecánicas   | Captación |
|---|-----------|
| Densidad en sitio (Ton/m <sup>3</sup> )   | 2.00      |
| Angulo de Fricción interna (°)  | 40.00     |
| Cohesión (°) (Ton/m <sup>2</sup> )  | 0.00      |
| Coeficiente de balasto para placa de 30x30 cm (kg/cm <sup>3</sup> ) - Estático  | 10.86     |
| Coeficiente de roce (hormigón - suelo)  | 0.50      |
| Tensión de Contacto Admisible Normal (kg/cm <sup>2</sup> )                      | 9.05      |
| Tensión de Contacto Admisible Eventual (kg/cm <sup>2</sup> )                    | 13.58     |
| Tensión de Contacto Admisible Normal en suelo bajo napa (kg/cm <sup>2</sup> )   | 4.53      |
| Tensión de Contacto Admisible Eventual en suelo bajo napa (kg/cm <sup>2</sup> ) | 6.79      |

#### Rellenos:

Para los rellenos a colocar alrededor y sobre la estructura se consideran los siguientes parámetros de diseño:

- Ángulo de fricción interna  $\phi = 40^\circ$
- Cohesión  $c = 0 \text{ t/m}^2$
- Peso unitario saturado  $\gamma_{\text{sat}} = 2,2 \text{ t/m}^3$

### 3.3. Cargas

#### **Peso Propio (D)**

Los pesos específicos de los materiales de las obras son los siguientes:

|                 |       |                          |
|-----------------|-------|--------------------------|
| Hormigón Armado | H.A.  | = 2,5 ton/m <sup>3</sup> |
| Relleno         | suelo | = 2,3 ton/m <sup>3</sup> |

#### **Sobrecarga viva (LL)**

No se considera sobrecarga de tráfico.

#### **Sobrecarga de Nieve (N)**

La solicitación de nieve, se aplicará de acuerdo a lo indicado en la norma NCh 431. Por la ubicación de las obras, 32° a 34° S y para la altitud máxima de 2.500 a 3.000 m.s.n.m., se tomará como carga básica de nieve:

$$q_{\text{nieve}} = 0,6 \text{ [ton/m}^2\text{]}$$

La carga máxima de nieve no se combinará con el valor máximo del sismo, sino que se tomará sólo un 50% del valor máximo de la carga de nieve, con el máximo sismo.

### Empujes de suelo (H)

En los cálculos de comprobación y dimensionamiento, se han tenido en cuenta los criterios que se describen a continuación:

- Parámetros geotécnicos

|                              |                                |
|------------------------------|--------------------------------|
| Peso específico              | $\gamma = 2,2 \text{ ton/m}^3$ |
| Ángulo de rozamiento interno | $\phi = 40^\circ$              |
| Cohesión                     | $c = 0 \text{ Kgf/cm}^2$       |

Para la evaluación de los empujes de tierras en la situación estática se ha tenido en cuenta:

- Empuje de tierras en reposo

Componente estática horizontal del empuje en reposo:  $Ko = 1 - \sin\phi = 0,357$

### Napa freática (FN)

Se considera la cota de una crecida con período de retorno 1 en 100 años y que equivale a la cota 943.30 m s.n.m.

### Carga sísmica (E y EH)

El sismo se aplica según el caso analizado, teniendo en cuenta los siguientes coeficientes sísmicos,

- Coeficiente sísmico horizontal,  $Kh = 0,18$

Empuje de tierras sísmico

Para el cálculo de la componente del empuje sísmico (distribución uniforme), adicional al estático, se deberá adoptar la siguiente expresión:

$$K_{Sr} := 0.512 \quad \text{Coeficiente de empuje lateral sísmico (según tabla 3.1003.404-A del volumen 3 del Manual de Carreteras)}$$

Por lo tanto,  $Ks = Ksr \times Ko = 0,183$

### 3.4. Combinaciones de Carga

Para el análisis de las estructuras se definen combinaciones de carga a nivel de servicio (tensiones reales en la estructura, sin mayorar) y combinaciones de diseño para hormigón armado, basado en el método de factores de carga y resistencia (cargas mayoradas). Para las combinaciones que se muestran en los numerales siguientes se considera la siguiente nomenclatura para los estados de cargas:

|    |   |   |
|----|---|---|
| PP | : | Cargas permanentes  |
| H  | : | Empuje de suelo   |
| EH | : | Empuje sísmico de suelo (no incluye la componente estática) |

N : Nieve  
Ese : Sismo Inercial  
FN : Napa

### Combinaciones de Cargas de Servicio

|    | PP | H | FN | N | EH | Ese |
|----|----|---|----|---|----|-----|
| c1 | 1  | 1 |    |   |    |     |
| c2 | 1  | 1 |    | 1 |    |     |
| c3 | 1  | 1 | 1  |   |    |     |
| c4 | 1  | 1 |    |   | 1  | 1   |
| c5 | 1  | 1 |    | 1 | 1  | 1   |
| c6 | 1  | 1 | 1  |   | 1  | 1   |
| c7 | 1  | 1 |    |   | 1  | 1   |
| c8 | 1  | 1 |    | 1 | 1  | 1   |
| c9 | 1  | 1 | 1  |   | 1  | 1   |

Combinaciones de Cargas de Servicio

C1: Estructura con empujes de suelo exterior sin napa  
C2: Estructura con empujes de suelo exterior sin napa más nieve  
C3: Estructura con empujes de suelo exterior con napa  
C4: C1 más sismo Longitudinal  
C5: C2 más sismo Longitudinal  
C6: C3 más sismo Longitudinal  
C7: C1 más sismo Transversal  
C8: C2 más sismo Transversal  
C9: C3 más sismo Transversal

### Combinaciones de Cargas Últimas

De acuerdo a lo indicado en el ACI 350-06 las combinaciones de cargas últimas son:

|    | PP   | H     | FN    | N     | EH    | Ese   |
|----|------|-------|-------|-------|-------|-------|
| U1 | 1.4  | 1.7   |       |       |       |       |
| U2 | 1.4  | 1.7   |       | 1.7   |       |       |
| U3 | 1.4  | 1.7   | 1.7   |       |       |       |
| U4 | 1.05 | 1.275 |       |       | 1.425 | 1.425 |
| U5 | 1.05 | 1.275 |       | 1.275 | 1.425 | 1.425 |
| U6 | 1.05 | 1.275 | 1.275 |       | 1.425 | 1.425 |
| U7 | 1.05 | 1.275 |       |       | 1.425 | 1.425 |
| U8 | 1.05 | 1.275 |       | 1.275 | 1.425 | 1.425 |
| U9 | 1.05 | 1.275 | 1.275 |       | 1.425 | 1.425 |

Combinaciones de Cargas Últimas

- U1: Estructura con empujes de suelo exterior sin napa
- U2: Estructura con empujes de suelo exterior sin napa más nieve
- U3: Estructura con empujes de suelo exterior con napa
- U4: U1 más sismo Longitudinal
- U5: U2 más sismo Longitudinal
- U6: U3 más sismo Longitudinal
- U7: U1 más sismo Transversal
- U8: U2 más sismo Transversal
- U9: U3 más sismo Transversal

Para el diseño de la armadura por flexión, las combinaciones normales indicadas en combinación de cargas ultimas, son mayoradas adicionalmente por un factor de durabilidad ( $S = 1,3$ ).

## 4. BASES DE DISEÑO

### 4.1. Criterios de Estabilidad

A continuación, se detallan los criterios de estabilidad generales que serán adoptados en el diseño de los elementos resistentes:

#### Estabilidad al deslizamiento

Para analizar la estabilidad al deslizamiento se empleará la siguiente expresión:

$$FR = \frac{F_{ROCE}}{FS_{roce}} + \frac{F_c}{FS_{cohesión}} + \frac{E_p}{FS_{pasivo}} \geq FD$$

Donde,

FR: Fuerza resistente total

F<sub>ROCE</sub>: Fuerza de roce.

F<sub>C</sub>: Resistencia generada por la cohesión (F<sub>c</sub> = C·A, donde “C” corresponde a la cohesión del suelo fundación y “A” a la superficie de contacto)

E<sub>P</sub>: Empuje pasivo.

F<sub>P</sub>: Resistencia entregada por pernos de anclaje.

FD: Fuerza deslizante

Los factores de seguridad utilizados en las distintas combinaciones serán los informados en la siguiente tabla.

Factores de Seguridad al deslizamiento

| Factores de Seguridad al deslizamiento | Fza. Roce<br>(F <sub>SROCE</sub> ) | Cohesión<br>(F <sub>SC</sub> ) | Empuje pasivo<br>(F <sub>SEP</sub> ) |
|--|------------------------------------|--------------------------------|--------------------------------------|
| Operación Normal                       | 1,5                                | 4,0                            | 4,0                                  |
| Condición Eventual                     | 1,3                                | 3,0                            | 3,0                                  |



### Estabilidad la flotación

Para garantizar que la estructura no flote se deberá verificar que:

Condición normal:

$$\frac{\sum V}{1,5} \geq \sum F_{flotantes}$$

Condición eventual:

$$\frac{\sum V}{1,3} \geq \sum F_{flotantes}$$

Siendo:

$\sum V$  = Suma de las fuerzas verticales que se oponen a la flotación.  
 $\sum F_{FLOTANTES}$  = Resultante vertical de las cargas de agua que favorecen a la flotación.

Para las estructuras que dispongan de zarpas para resistir la flotación se considerará que el suelo sobre ellas colabora con su peso y además con el peso de la cuña correspondiente a un ángulo de 20° con respecto a la vertical y que se desarrolla desde el extremo de la zarpa.

### Tensiones de Contacto del Suelo y porcentaje en compresión

Las tensiones de contacto deberán ser menores o iguales a las tensiones de contacto admisibles informadas en el informe geotécnico.

El valor de la excentricidad de las cargas se limitará a los siguientes valores de modo de garantizar una superficie mínima de contacto.

#### Valores de excentricidad

| Condición de la Solicitud                      |  |
|--|--|
| Normal   | Eventual                                       |
| $e \leq L / 6$<br>(100% de superficie apoyada) | $e \leq 0,23 L$<br>(80% de superficie apoyada) |

Si la estructura cumple con el porcentaje de superficie apoyada, no es necesario verificar la estabilidad al volcamiento ya que este último requisito es menos restrictivo.

### Estabilidad al volcamiento

En el caso que se requiera determinar el factor de seguridad al volcamiento, se calculará como:

$$\frac{\sum M_{resistentes}}{\sum M_{volcantes}} = F.S. \quad \text{Sobre el punto de volcamiento}$$

Y los factores de seguridad a considerar serán los siguientes:

Normal: FS = 1.5

Eventual: FS = 1.3

Sin embargo, si se cumplen las condiciones de excentricidad indicadas en el punto anterior, los factores de seguridad indicados se encuentran asegurados, por lo que no sería necesaria su verificación.

#### 4.2. Ancho de fisura por solicitaciones

Para las obras de hormigón in situ que conducen agua y que requieran estanqueidad se limitará el ancho de fisura máxima ( $\omega$ ) de acuerdo a la metodología de Gergely-Lutz, cumpliendo con ancho máximo de 0,2 mm. Adicionalmente se verifica el espesor de fisuras de acuerdo a lo indicado en norma BS 8007 "Design of Concrete Structures for aqueous liquids". Se limitará el ancho de fisura a  $\omega \leq \omega_{\max} = 0,20$  mm en todas las caras.

#### 4.3. Armadura Mínima por retracción y temperatura

Las cuantías mínimas por retracción y temperatura consideradas se obtienen de la tabla 7.12.2.1 de ACI 350, que se reproduce a continuación. Se consideraron las disposiciones para acero Grado 60, que es equivalente, en términos de resistencia, al A630-420H.

Tabla 1. Cuantías mínimas de refuerzo por retracción y temperatura según ACI 350

| Distancia "d" entre juntas de dilatación<br>(m) | Cuantía mínima por retracción y<br>temperatura |
|---|--|
| < 6,10  | 0,0030   |
| $6,10 \leq d < 9,14$                            | 0,0030   |
| $9,14 \leq d < 12,19$                           | 0,0040   |
| $d > 12,19$                                     | 0,0050   |

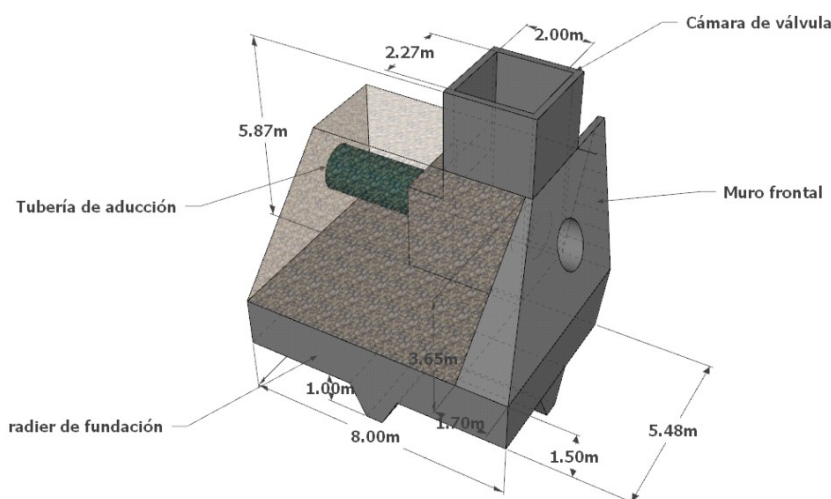
El espesor máximo para la determinación de la enfierradura por retracción y temperatura es de 24 pulgadas (aprox. 60 cm) y en cada cara se considerará la cuantía mínima para un espesor de 30 cm. En las caras inferiores de radieres apoyados contra el suelo se podrá considerar la mitad de la cuantía mínima por retracción y temperatura, de acuerdo a lo indicado en el numeral 7.12.2.1 de ACI 350.

## 5. DISEÑO ESTRUCTURAL

La Bocatoma Manzanito consiste en una estructura de hormigón armado ubicada a un lado del cauce del estero Manzanito, apoyándose por uno de sus lados en el talud del cerro. la toma propiamente tal se genera de forma paralela al cauce, mediante una cámara de válvula que permite abrir o cerrar el paso de agua desde el estero Manzanito hacia la tubería de aducción. La cámara estará unida monolíticamente a la estructura de fundación formada por un muro que enfrenta el flujo por aguas arriba y que está totalmente enterrada por relleno granular y enrocado de protección. La estructura se funda a la cota de máxima socavación para evitar una posible falla por falta de apoyo inferior.

#### Geometría de la estructura

En la figura siguiente se muestra un esquema con las principales medidas de la estructura:



#### Fundación

|   |       |                    |
|---|-------|--------------------|
| Tensión admisible normal suelo fundación                          | 9.00  | kg/cm <sup>2</sup> |
| Tensión admisible eventual suelo fundación                        | 13.00 | kg/cm <sup>2</sup> |
| Constante de balasto del material de fundación (K <sub>30</sub> ) | 10.00 | kg/cm <sup>3</sup> |
| Angulo de fricción interna suelo de fundación                     | 40.0  | °                  |
| Cohesión suelo de fundación                                       | 0.00  | ton/m <sup>2</sup> |
| Coefficiente de roce suelo-estructura                             | 0.50  |                    |
| Coefficiente de roce suelo-suelo                                  | 0.84  |                    |

#### Rellenos

|  |       |                    |
|--|-------|--------------------|
| Angulo de fricción interna de rellenos | 40.00 | °                  |
| Densidad Seca relleno                  | 2.00  | ton/m <sup>3</sup> |
| Densidad Saturada relleno              | 2.20  | ton/m <sup>3</sup> |
| Densidad Sumergida relleno             | 1.20  | ton/m <sup>3</sup> |

#### Materiales

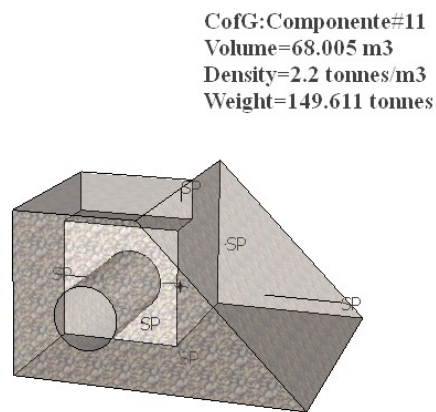
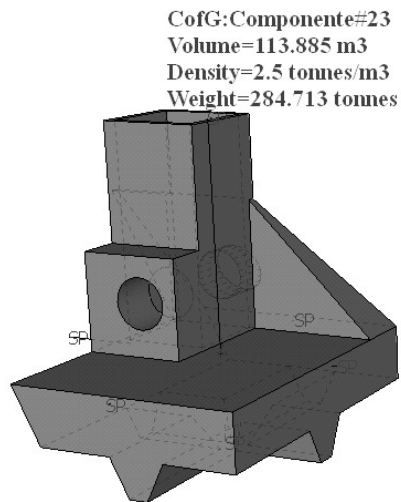
|                       |      |                    |
|-----------------------|------|--------------------|
| Densidad del hormigón | 2.40 | ton/m <sup>3</sup> |
| Densidad del agua     | 1.00 | ton/m <sup>3</sup> |

Datos para cargas

|  |      |   |
|--|------|---|
| Coficiente sísmico horizontal                                  | 0.18 |   |
| Altura de agua externa (desde SF radier para crecida 1 en 100) | 6.17 | m |
| Altura de relleno exterior (desde SF radier)                   | 5.15 | m |

Pesos propios

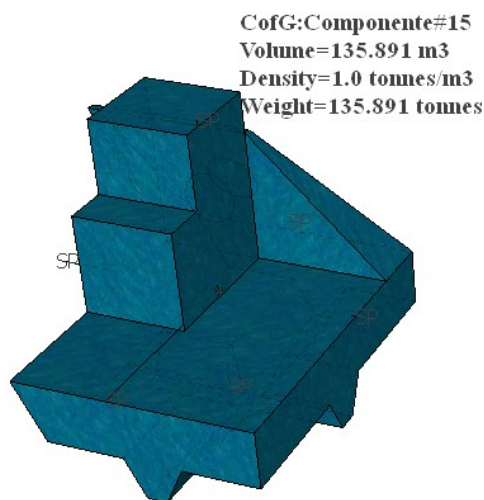
|  |       |     |
|--|-------|-----|
| Peso de la estructura (We)                                   | 284.7 | ton |
| Peso de terreno sobre la estructura sin agua externa (Wrsat) | 149.6 | ton |
| Peso de terreno sobre la estructura con agua externa (Wrsun) | 81.6  | ton |



Cargas Hidroestáticas Externas

Para análisis de estabilidad:

|   |        |     |
|---|--------|-----|
| Subpresión total sobre la estructura (Sp) | 135.89 | ton |
|---|--------|-----|



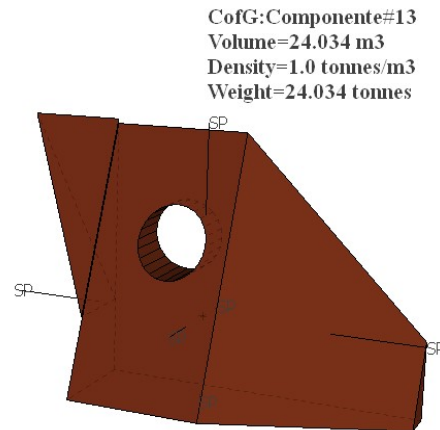
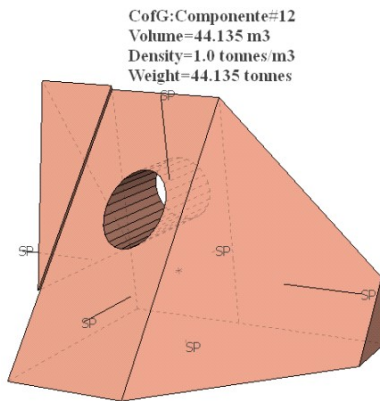
Para diseño estructural:

|   |       |                    |
|---|-------|--------------------|
| Presión lateral a nivel de base del muro de la cámara | 4.670 | ton/m <sup>2</sup> |
| Presión lateral a nivel del sello de fundación        | 6.170 | ton/m <sup>2</sup> |

Empujes de relleno estático

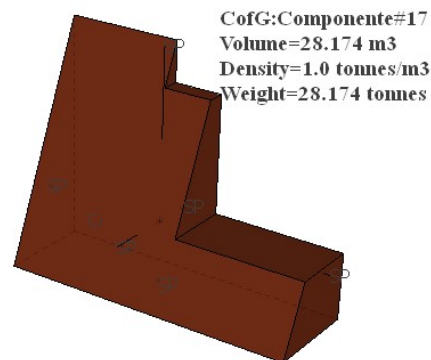
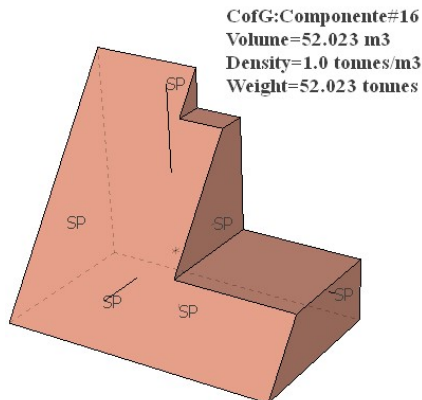
Para análisis de estabilidad en sentido longitudinal (X):

|   |      |     |
|---|------|-----|
| Empuje total en reposo saturado sobre la estructura (Ersatx)  | 44.1 | ton |
| Empuje total en reposo sumergido sobre la estructura (Ersumx) | 24.0 | ton |



Para análisis de estabilidad en sentido Transversal (Y):

|   |    |     |
|---|----|-----|
| Empuje total en reposo saturado sobre la estructura (Ersaty)  | 52 | ton |
| Empuje total en reposo sumergido sobre la estructura (Ersumy) | 28 | ton |



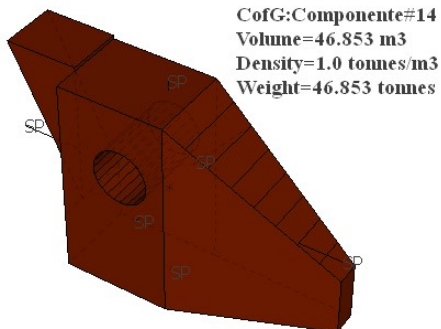
Para diseño estructural:

|   |      |                    |
|---|------|--------------------|
| Empuje en reposo saturado a nivel de base de la cámara  | 2.87 | ton/m <sup>2</sup> |
| Empuje en reposo saturado a nivel de base de fundación  | 4.04 | ton/m <sup>2</sup> |
| Empuje en reposo sumergido a nivel de base de la cámara | 1.56 | ton/m <sup>2</sup> |
| Empuje en reposo sumergido a nivel de base de fundación | 2.21 | ton/m <sup>2</sup> |

Empujes de relleno sísmico

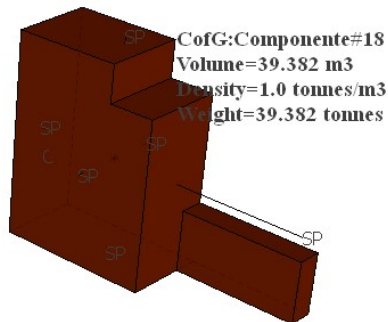
Para análisis de estabilidad en sentido longitudinal (X):

Empuje total sísmico sobre la estructura (Ersix) 46.85 ton



Para análisis de estabilidad en sentido transversal (Y):

Empuje total sísmico sobre la estructura (Ersiy) 39.4 ton



Para diseño estructural:

Empuje sísmico lateral (distribución rectangular) 2.07 ton/m<sup>2</sup>

Sobrecarga de nieve

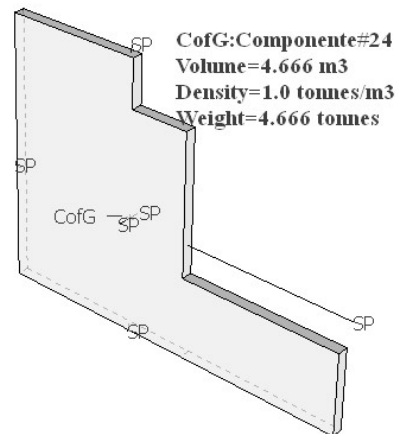
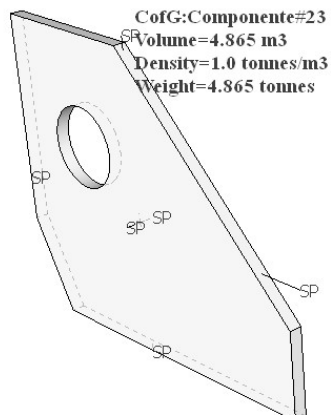
Sobrecarga de nieve 0.60 ton/m<sup>2</sup>

Para análisis de estabilidad:

Carga total sobre la estructura (Wni)= (Área = 5.5·8 = 44m2) 26.40 ton

Incremento de empuje en reposo Longitudinal (SCniL)= (0.6·ko ·Al) = 4.86 ton

Incremento de empuje en reposo Transversal (SCniT)= (0.6·ko ·At) = 4.66 ton



Incremento de empuje sísmico Longitudinal (SisniL)=(0.6·0.183 ·Al) = 2.54 ton  
Incremento de empuje sísmico Transversal (SisniT)=(0.6·183 ·At) = 2.44 ton

#### Análisis de Estabilidad Transversal

Se verifica flotación y deslizamiento, las tensiones sobre el suelo se calculan más adelante según el modelo estructural realizado en el software estructural:

#### Flotación

Condición que controla: Crecida 1/100

|   |        |     |
|---|--------|-----|
| Fuerzas solicitantes (volumen desplazado) | 135.89 | ton |
| Fuerzas resistentes (We +Wrsun)           | 372.31 | ton |
| FS  | 2.74   | ok  |

#### Deslizamiento

Se analiza el deslizamiento en los dos sentidos (Longitudinal y Transversal) para las condiciones con napa o sin napa y estáticas o sísmicas:

#### **Análisis Longitudinal**

Caso 1: Condición estática sin napa

|                     |       |               |
|---------------------|-------|---------------|
| Fuerzas deslizantes |       |               |
| FD= Ersatx =        | 44.4  | ton           |
| Carga Normal        |       |               |
| N= We+Wrsat=        | 440.3 | ton           |
| Fuerza resistente   |       |               |
| FR=N·μse/1.5=       | 147.4 | ton > FD...OK |



Caso 2: Condición estática sin napa más nieve

|                     |       |     |           |
|---------------------|-------|-----|-----------|
| Fuerzas deslizantes |       |     |           |
| FD= Ersatx ScniL=   | 49.3  | ton |           |
| Carga Normal        |       |     |           |
| N= We+Wrsat+Wni=    | 466.7 | ton |           |
| Fuerza resistente   |       |     |           |
| FR=N·μse/1.5=       | 156.3 | ton | > FD...OK |

Caso 3: Condición estática con napa

|                     |       |     |           |
|---------------------|-------|-----|-----------|
| Fuerzas deslizantes |       |     |           |
| FD= Ersumx =        | 24.2  | ton |           |
| Carga Normal        |       |     |           |
| N= We+Wrsun-Sp=     | 236.4 | ton |           |
| Fuerza resistente   |       |     |           |
| FR=N·μse/1.5=       | 79.2  | ton | > FD...OK |

Caso 4: Condición sísmica sin napa

|                            |       |     |           |
|----------------------------|-------|-----|-----------|
| Fuerzas deslizantes        |       |     |           |
| FD= Ersatx +Ersisx+We·cs = | 143.6 | ton |           |
| Carga Normal               |       |     |           |
| N= We+Wrsat=               | 440.3 | ton |           |
| Fuerza resistente          |       |     |           |
| FR=N·μse/1.3=              | 170.1 | ton | > FD...OK |

Caso 5: Condición sísmica sin napa más nieve

|   |       |     |           |
|---|-------|-----|-----------|
| Fuerzas deslizantes                     |       |     |           |
| FD= Ersatx +Ersisx+We·cs+SCnix+Sisnix = | 151.0 | ton |           |
| Carga Normal                            |       |     |           |
| N= We+Wrsat+Wni=                        | 466.7 | ton |           |
| Fuerza resistente                       |       |     |           |
| FR=N·μse/1.3=                           | 180.3 | ton | > FD...OK |

Caso3: Condición sísmica con napa

|                            |       |     |                         |
|----------------------------|-------|-----|-------------------------|
| Fuerzas deslizantes        |       |     |                         |
| FD= Ersum +Ersisx+We·cs =  | 123.4 | ton |                         |
| Carga Normal               |       |     |                         |
| N= We+Wrsun-Sp=            | 236.4 | ton |                         |
| Fuerza resistente por roce |       |     |                         |
| FRr=N·μse/1.5=             | 91.3  | ton | < FD se requiere diente |

Se dispone de un diente bajo la fundación de 1 m de profundidad y de todo el ancho de la fundación:

|   |       |                    |
|---|-------|--------------------|
| Altura del diente (Hd):                 | 1     | m                  |
| Longitud del diente (Ld):               | 5.48  | m                  |
| Carga axial en sello de fund.           | 236.4 | ton                |
| Área de contacto:                       | 43.8  | m <sup>2</sup>     |
| Tensión de contacto media ( $\sigma$ ): | 5.4   | ton/m <sup>2</sup> |

Luego la resistencia pasiva generada por el diente equivale a:

$$FR_p = \sigma \cdot Hd \cdot K_p \cdot Ld / 3 = 45.3 \text{ ton}$$

Por lo tanto la resistencia al deslizamiento total, sumando el aporte del roce y del diente pasivo es:

$$FR = FR_r + FR_p = 136.6 \text{ ton} > FD \dots OK$$

### **Análisis Transversal**

Caso 1: Condición estática sin napa

|                     |       |     |           |
|---------------------|-------|-----|-----------|
| Fuerzas deslizantes |       |     |           |
| FD= Ersaty =        | 52.0  | ton |           |
| Carga Normal        |       |     |           |
| N= We+Wrsat=        | 440.3 | ton |           |
| Fuerza resistente   |       |     |           |
| FR=N· $\mu$ se/1.5= | 147.4 | ton | > FD...OK |

Caso 2: Condición estática sin napa más nieve

|                     |       |     |           |
|---------------------|-------|-----|-----------|
| Fuerzas deslizantes |       |     |           |
| FD= Ersaty+ ScniT=  | 56.7  | ton |           |
| Carga Normal        |       |     |           |
| N= We+Wrsat+Wni=    | 466.7 | ton |           |
| Fuerza resistente   |       |     |           |
| FR=N· $\mu$ se/1.5= | 156.3 | ton | > FD...OK |

Caso 3: Condición estática con napa

|                     |       |     |           |
|---------------------|-------|-----|-----------|
| Fuerzas deslizantes |       |     |           |
| FD= Ersumy =        | 28.0  | ton |           |
| Carga Normal        |       |     |           |
| N= We+Wrsam-Sp=     | 236.4 | ton |           |
| Fuerza resistente   |       |     |           |
| FR=N· $\mu$ se/1.5= | 79.2  | ton | > FD...OK |

Caso 4: Condición sísmica sin napa

Fuerzas deslizantes

$$FD = E_{rsaty} + E_{rsisy} + W_e \cdot cs = 143.7 \text{ ton}$$

Carga Normal

$$N = W_e + W_{rsat} = 440.3 \text{ ton}$$

Fuerza resistente

$$FR = N \cdot \mu_{se} / 1.3 = 170.1 \text{ ton} > FD \dots OK$$

Caso 5: Condición sísmica sin napa más nieve

Fuerzas deslizantes

$$FD = E_{rsaty} + E_{rsisy} + W_e \cdot cs + S_{Cniy} + S_{isniy} = 150.8 \text{ ton}$$

Carga Normal

$$N = W_e + W_{rsat} + W_{ni} = 466.7 \text{ ton}$$

Fuerza resistente

$$FR = N \cdot \mu_{se} / 1.3 = 180.3 \text{ ton} > FD \dots OK$$

Caso3: Condición sísmica con napa

Fuerzas deslizantes

$$FD = E_{rsum} + E_{rsisy} + W_e \cdot cs = 119.7 \text{ ton}$$

Carga Normal

$$N = W_e + W_{rsum} - S_p = 236.4 \text{ ton}$$

Fuerza resistente

$$FR = N \cdot \mu_{se} / 1.3 = 91.3 \text{ ton} > FD \dots OK$$

Se dispone de un diente bajo la fundación de 1 m de profundidad y de todo el ancho de la fundación:

|   |       |                    |
|---|-------|--------------------|
| Altura del diente (Hd):                 | 1     | m                  |
| Longitud del diente (Ld):               | 8     | m                  |
| Carga axial en sello de fund.           | 236.4 | ton                |
| Área de contacto:                       | 43.8  | m <sup>2</sup>     |
| Tensión de contacto media ( $\sigma$ ): | 5.4   | ton/m <sup>2</sup> |

Luego la resistencia pasiva generada por el diente equivale a:

$$FR_p = \sigma \cdot Hd \cdot K_p \cdot Ld / 3 = 66.2 \text{ ton}$$

Por lo tanto la resistencia al deslizamiento total, sumando el aporte del roce y del diente pasivo es:

$$FR = FR_r + FR_p = 157.5 \text{ ton} > FD \dots OK$$

## Análisis Estructural

El análisis estructural se realiza mediante un modelo 3d, el que se encuentra apoyado en resortes que representan la rigidez del suelo de fundación, las cargas consideradas se mencionan más adelante, el peso propio es considerado internamente por el software de análisis mediante un factor aplicado en el eje vertical, el sismo sobre el peso de la estructura se considera internamente por el programa al incluir el coeficiente sísmico en la dirección de análisis.

Para el cálculo estructural se representa el suelo de fundación por resortes que trabajan solo a compresión, para el cálculo de la rigidez de los resortes se asume conservadoramente un  $k_{30}$  igual a:

$$k_{30} = 10.00 \quad \text{kg/cm}^3$$

Para llevar el valor del  $K_{30}$  a la geometría real de la fundación, se utiliza la ecuación propuesta por Terzaghi:

$$k_{\text{rectangular}} = \frac{2}{3} \times k_{\text{cuadrado}} \times \left[ 1 + \frac{b}{(2 \cdot L)} \right]$$

$$\text{con: } k_{\text{cuadrado granular}} = k_{30} \cdot [(b + 0.30)/(2 \cdot b)]^2$$

b: ancho de la fundación en metros

L: Largo de la fundación en metros

$$\text{Luego } K_{\text{rect}} = 2.5 \quad \text{kg/cm}^3$$

## Cargas utilizadas:

Peso Propio (PP): Se considera el peso del hormigón igual a  $2,5 \text{ ton/m}^3$ .

Empuje de relleno estático (H): Se considera un coeficiente de empuje en reposo igual a 0,357

Agua normal (F): La estructura no posee agua interna más que la que ingresa a la tubería de aducción, su orden de magnitud es muy inferior al resto de las cargas por lo que no se incluye en el cálculo.

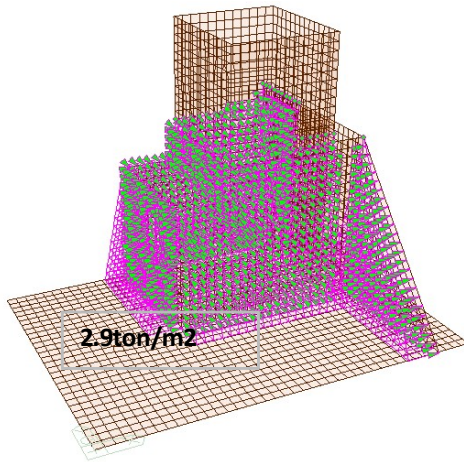
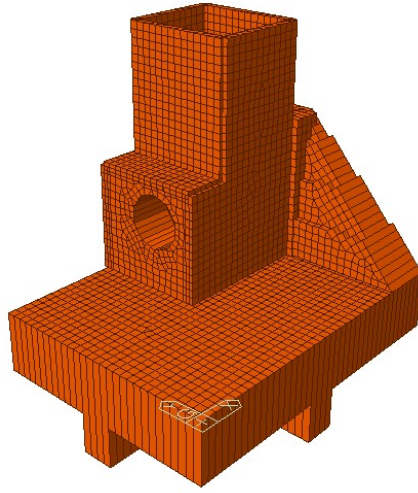
Napa (FN): Se considera a la cota 943.30 m s.n.m correspondiente a una crecida con período de retorno igual a 100 años.

Empuje de suelo sísmico (EH): Se considera lo dispuesto en el manual de carreteras, con  $\gamma = 2.2$  ( $\text{ton/m}^3$ ),  $K_0 = 0,357$  y  $K_{sr} = 0,514$ , llegando a un coeficiente sísmico de rellenos igual a 0,183.

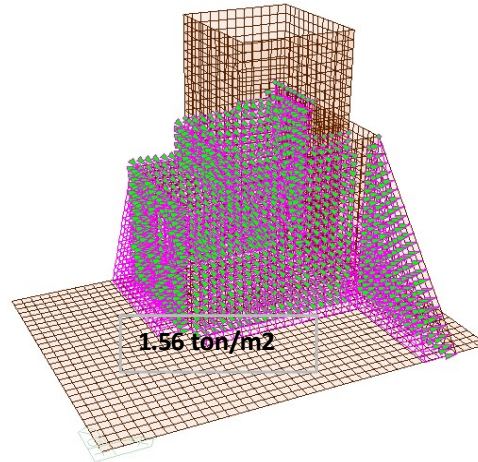
Inercia sísmica de la estructura (Ese): Se considera el coeficiente sísmico igual a 0,18 aplicado al peso total de la estructura.

Sobrecarga de nieve (N): Se considera una sobrecarga igual a  $600 \text{ kg/m}^2$ .

Esquemas de Carga y Geometría del modelo

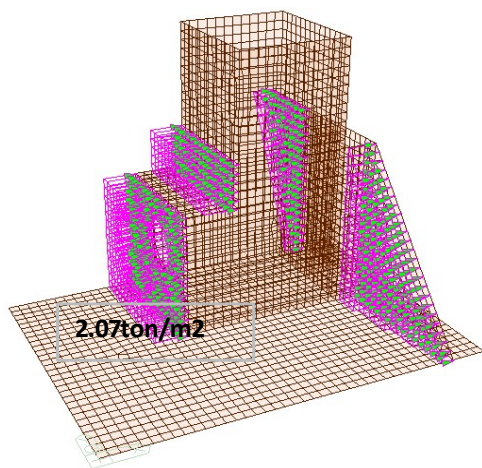


Empuje de relleno saturado (Hsat)

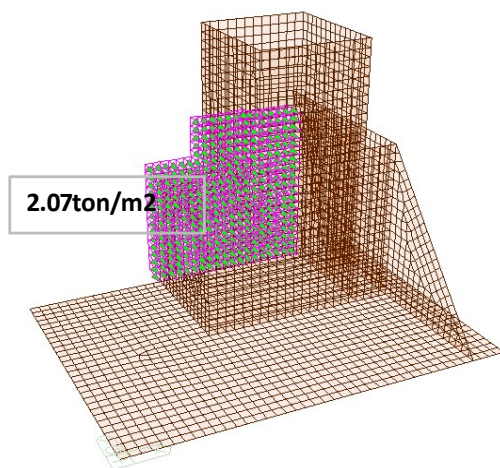


Empuje de relleno sumergido (Hsum)

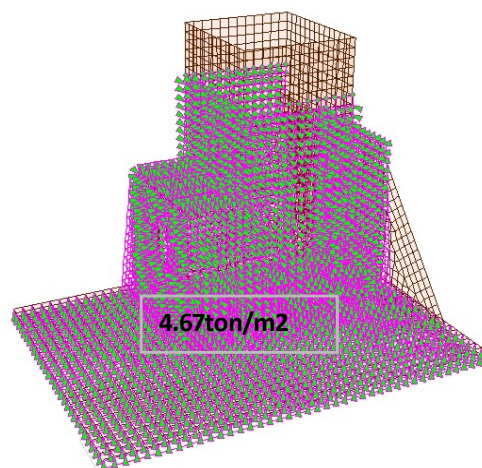




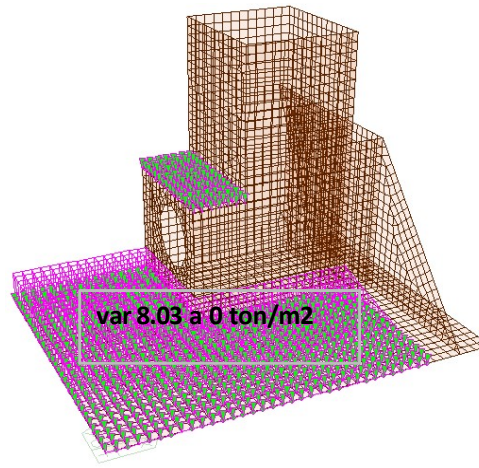
Empuje de relleno sísmico longitudinal (EHL)



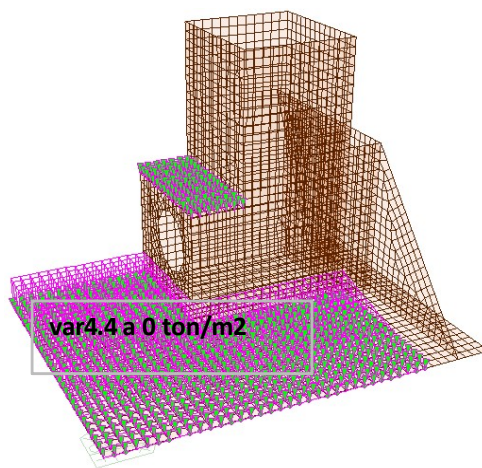
Empuje de relleno sísmico transversal (EHT)



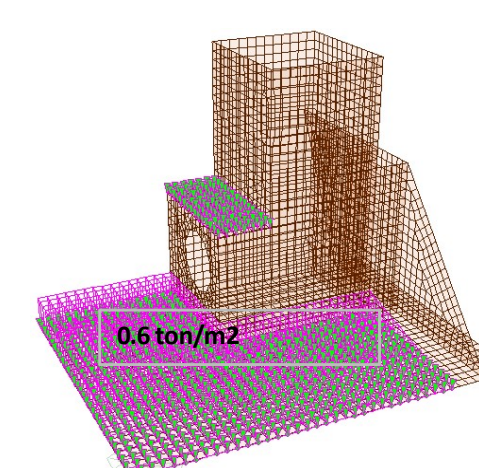
Sobrecarga de napa (FN)



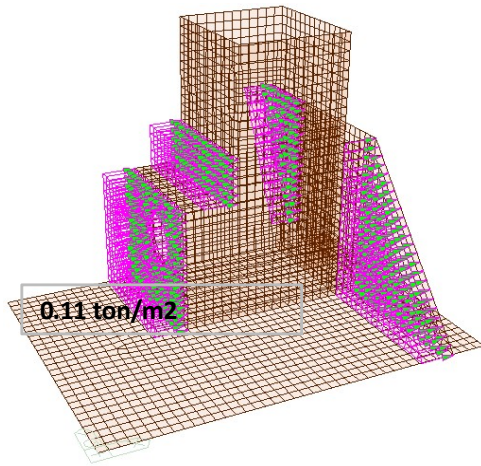
Peso de relleno saturado (PP)



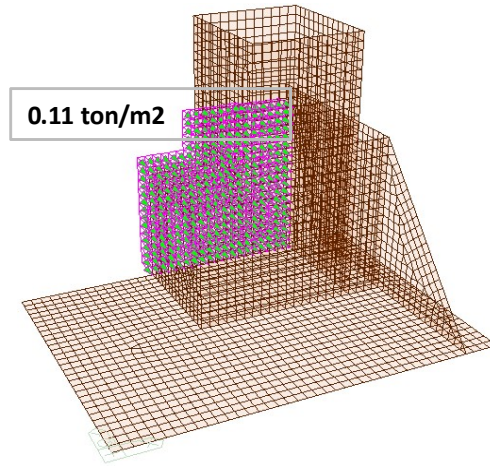
Peso de relleno sumergido (PP)



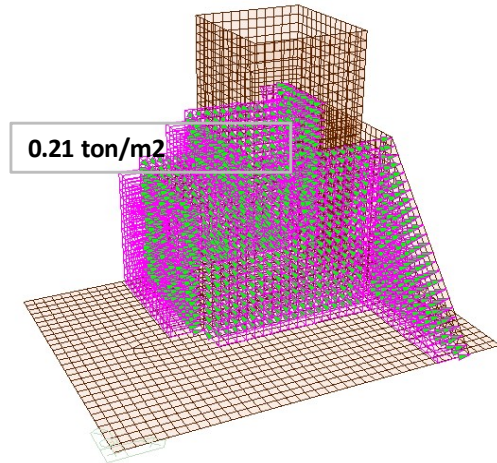
Sobrecarga sísmica de nieve (N)



Sobrecarga sísmica de nieve longitudinal (NSL)



Sobrecarga sísmica de nieve transversal (NST)



Sobrecarga lateral estática de nieve (NL)

Las combinaciones de carga utilizadas para el diseño de la estructura son las siguientes:

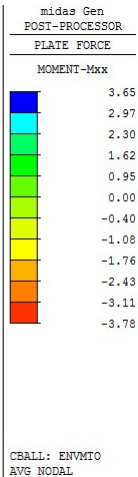
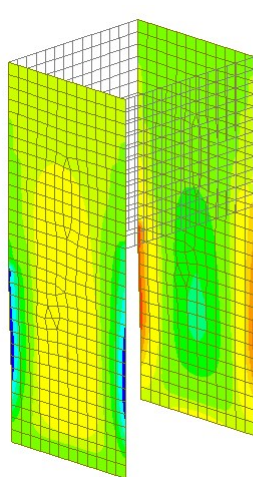
- C1:  $1.3 \cdot (1.4PP + 1.7 \cdot H_{sat})$
- C2:  $1.3 \cdot (1.4PP + 1.7 \cdot H_{sat} + 1.7 \cdot N + 1.7 \cdot NL)$
- C3:  $1.3 \cdot (1.4PP + 1.7 \cdot H_{sum})$
- C4:  $0.75 \cdot (1.4PP + 1.7 \cdot H_{sat} + 1.9 \cdot E_{se} + 1.9 \cdot EHL)$
- C5:  $0.75 \cdot (1.4PP + 1.7 \cdot H_{sat} + 1.7 \cdot N + 1.7 \cdot NL + 1.9 \cdot E_{se} + 1.9 \cdot NSL + 1.9 \cdot EHL)$
- C6:  $0.75 \cdot (1.4PP + 1.7 \cdot H_{sum} + 1.9 \cdot E_{se} + 1.9 \cdot EHL)$
- C7:  $0.75 \cdot (1.4PP + 1.7 \cdot H_{sat} + 1.9 \cdot E_{se} + 1.9 \cdot EHT)$
- C8:  $0.75 \cdot (1.4PP + 1.7 \cdot H_{sat} + 1.7 \cdot N + 1.7 \cdot NT + 1.9 \cdot E_{se} + 1.9 \cdot NST + 1.9 \cdot EHT)$
- C9:  $0.75 \cdot (1.4PP + 1.7 \cdot H_{sum} + 1.9 \cdot E_{se} + 1.9 \cdot EHT)$

\* Las combinaciones normales está multiplicadas por un factor adicional igual a 1.3 de durabilidad para el cálculo de flexión, no así para la verificación de corte.

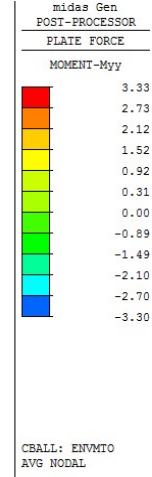
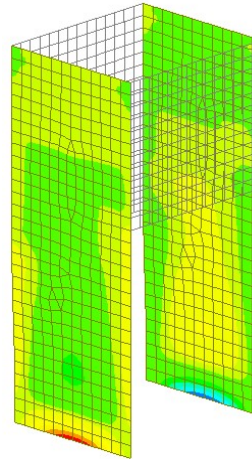


A continuación se muestra la envolvente de esfuerzos máximos para cada elemento estructural de la cámara:

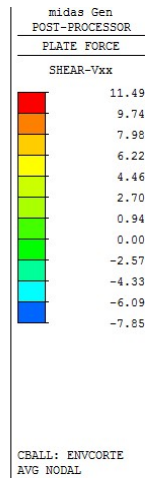
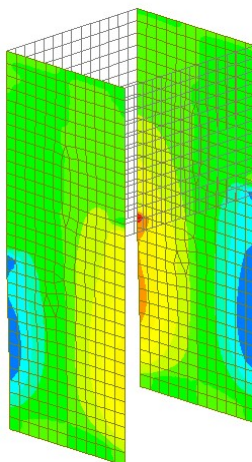
### Muros cámara



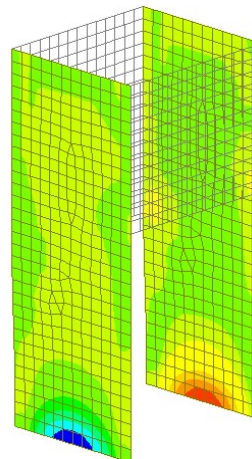
Envolvente de momento horizontales (ton·m/m)  
Muros laterales altos



Envolvente de momento verticales (ton·m/m)  
Muros laterales altos

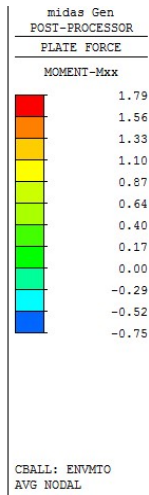
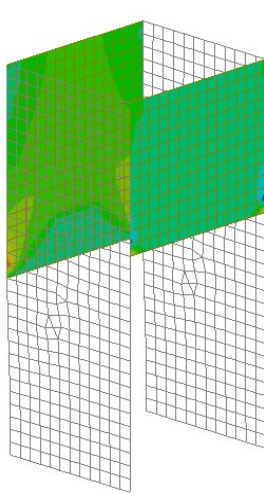


Envolvente de corte horizontal (ton/m)  
Muros laterales altos

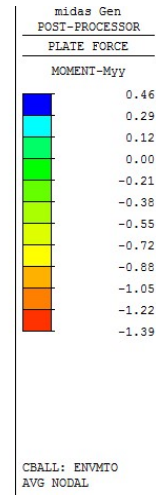
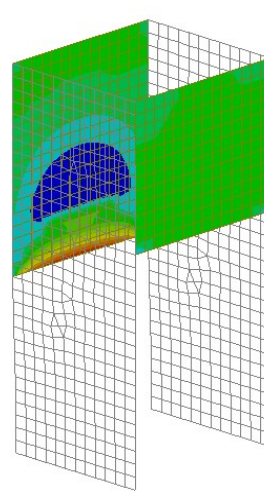


Envolvente de corte vertical (ton/m)  
Muros laterales altos

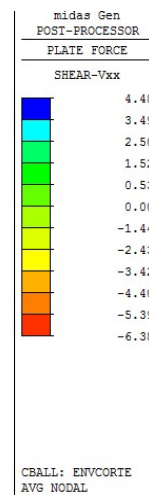
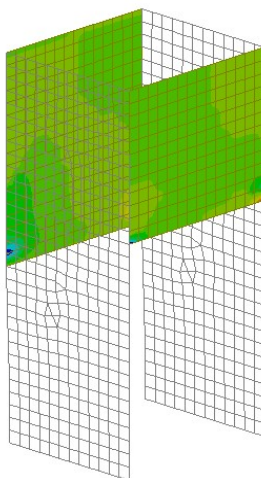




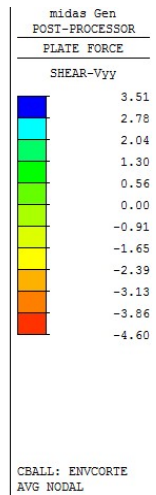
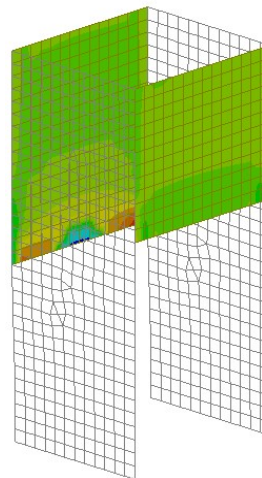
Envolvente de momento horizontales (ton-m/m)  
Muros laterales bajos



Envolvente de momento verticales (ton-m/m)  
Muros laterales bajos

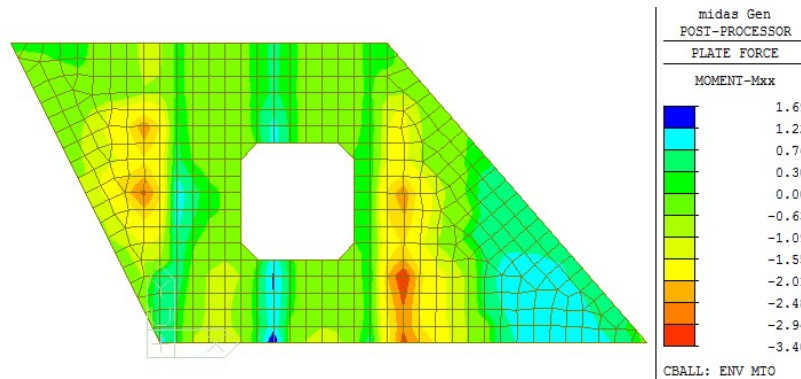


Envolvente de corte horizontal (ton/m)  
Muros laterales bajos

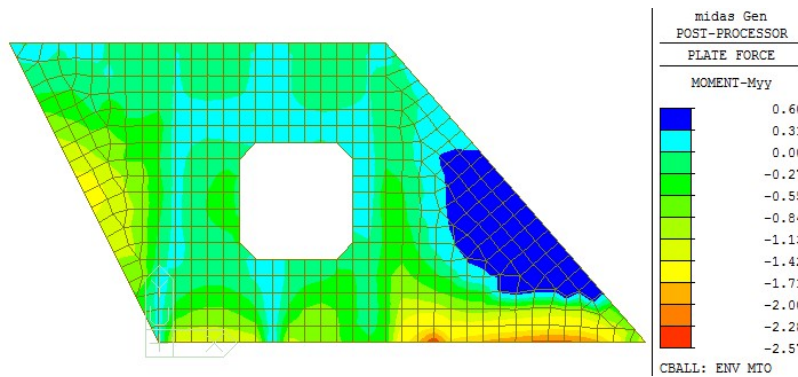


Envolvente de corte vertical (ton/m)  
Muros laterales bajos

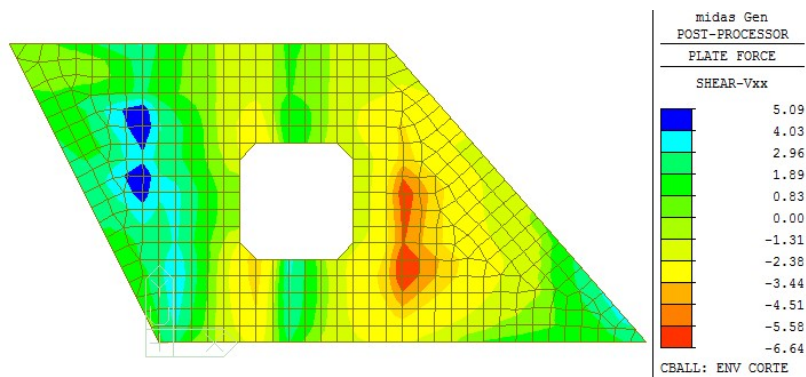
# Muro de Contención



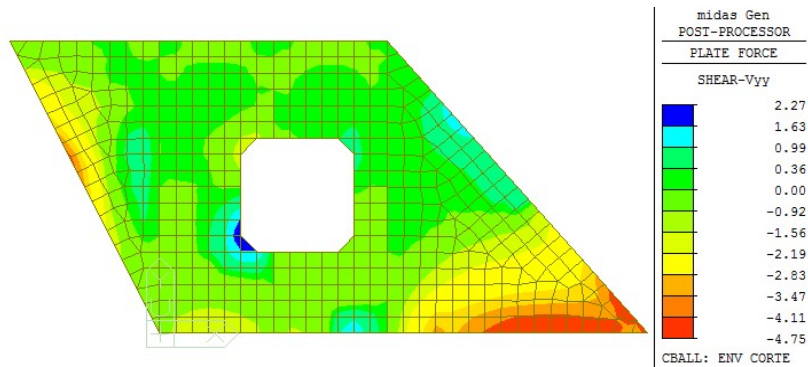
Envolvente de momento horizontales (ton·m/m)



Envolvente de momento verticales (ton·m/m)

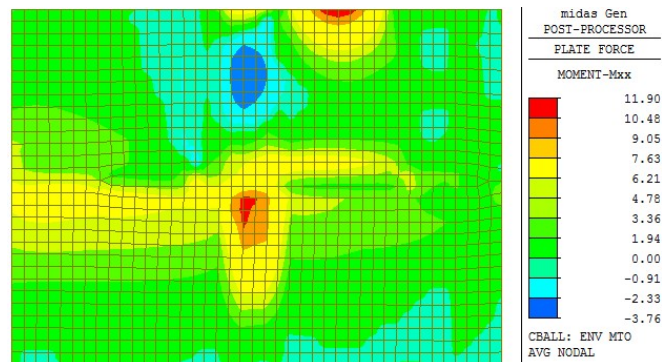


Envolvente de corte horizontal (ton/m)

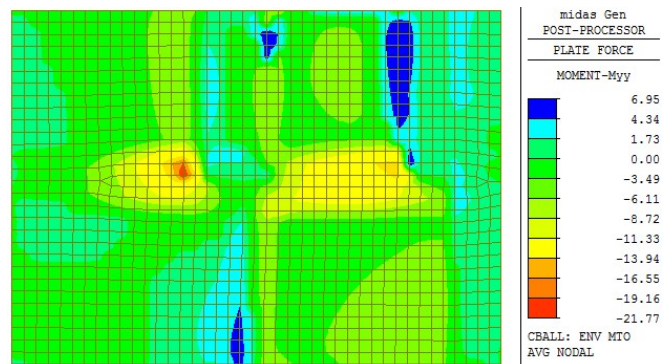


Envolvente de corte vertical (ton/m)

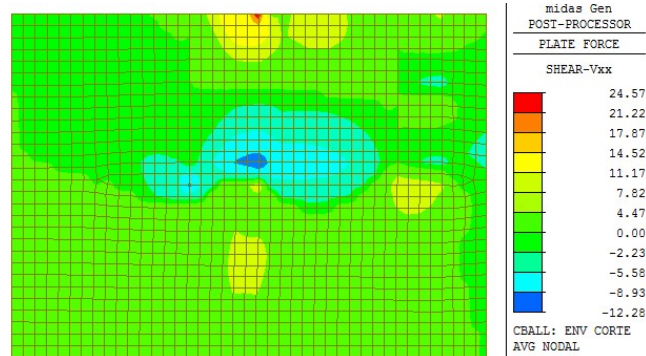
Radier:



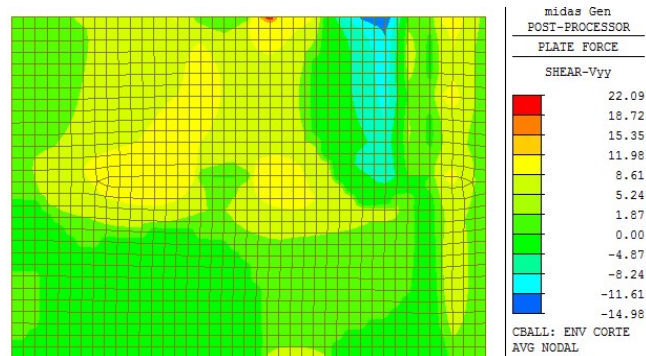
Envolvente de momento transversales (ton·m/m)



Envolvente de momento longitudinales (ton·m/m)



Envolvente de corte transversal (ton/m)



Envolvente de corte longitudinal (ton/m)

Verificación de corte y cuantificación de armadura requerida por flexión

**Muros de la cámara** espesor: 20 cm

Verificación al corte:  $Q_u$  (ton)  $\phi V_c$  (ton)  
9.7 10.8 **OK**

| Sobre cota relleno | M(ton·m) | $A_{s_{minf}}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{s_{minr}}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_s$ nec (cm <sup>2</sup> ) | $A_s$ req (cm <sup>2</sup> ) |
|--------------------|----------|-----------------------------------|-----------------------------------|------------------------------|------------------------------|
| Horizontal         | 1.7      | 5.0                               | 4                                 | 3.1                          | 4.1                          |
| Vertical           | 1.5      | 5.0                               | 4                                 | 2.7                          | 4.0                          |
| Bajo cota relleno  | M(ton·m) | $A_{s_{minf}}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{s_{minr}}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_s$ nec (cm <sup>2</sup> ) | $A_s$ req (cm <sup>2</sup> ) |
| Horizontal         | 3.8      | 5.0                               | 4                                 | 7.0                          | 7.0                          |
| Vertical           | 3.33     | 5.0                               | 4                                 | 6.1                          | 6.1                          |

**Muro de contención**      espesor: 150 cm  
    espesor en máximo corte: 75 cm  
 Verificación al corte:       $Q_u$  (ton)       $\phi V_c$  (ton)  
    6.6      50.4      **OK**

| Sentido    | M(ton·m) | $A_{s_{minf}}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{s_{minr}}$ (cm <sup>2</sup> ) | As nec (cm <sup>2</sup> ) | As req (cm <sup>2</sup> ) |
|------------|----------|-----------------------------------|-----------------------------------|---------------------------|---------------------------|
| Horizontal | 3.4      | 48.3                              | 12                                | 0.6                       | 12.0                      |
| Vertical   | 2.6      | 48.3                              | 12                                | 0.5                       | 12.0                      |

**Radier**      espesor: 150 cm  
 Verificación al corte:       $Q_u$  (ton)       $\phi V_c$  (ton)  
    24.0      104.3      **OK**

| Sentido      | M(ton·m) | $A_{s_{minf}}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{s_{minr}}$ (cm <sup>2</sup> ) | As nec (cm <sup>2</sup> ) | As req (cm <sup>2</sup> ) |
|--------------|----------|-----------------------------------|-----------------------------------|---------------------------|---------------------------|
| Transversal  | 11.9     | 48.3                              | 12                                | 2.2                       | 12.0                      |
| Longitudinal | 21.7     | 48.3                              | 12                                | 4.0                       | 12.0                      |

#### Armado de la estructura

Debido a que la estructura es robusta, para garantizar su estabilidad al deslizamiento, la armadura requerida es bastante baja, solo en los muros de la cámara de válvulas cuyos muros son de 20 cm de espesor, la armadura queda determinada por los esfuerzos y no por la mínima armadura debido a efectos de retracción y fraguado, luego el armado de la estructura es el siguiente:

Muros de la cámara de válvulas:

Sobre la cota de relleno: doble malla  $\phi 12@20$

Bajo la cota de relleno: doble malla  $\phi 12@10$  horizontal y  $\phi 12@20$  en el sentido vertical con suples  $\phi 12@20$  en la base de los muros

Muro de contención y radier

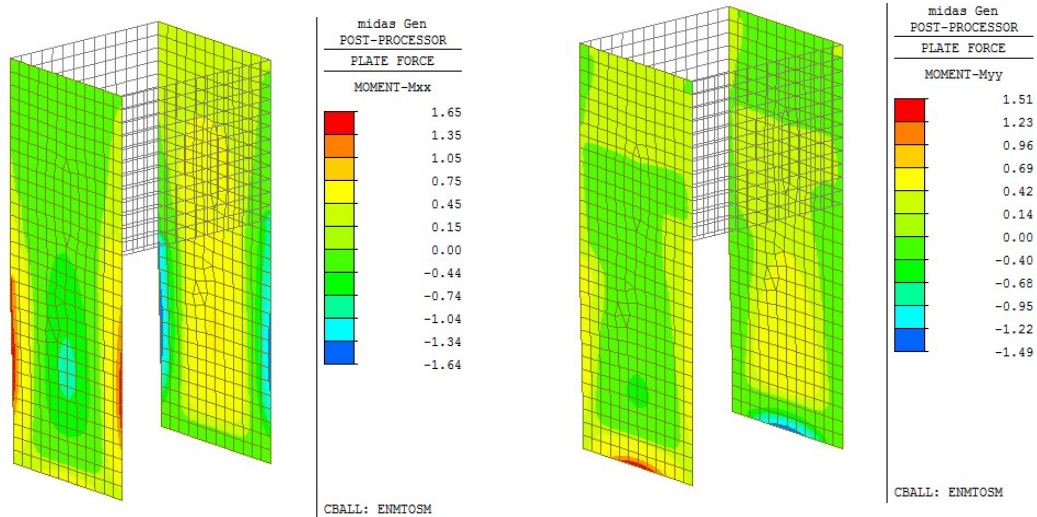
Doble malla  $\phi 18@20$  en ambos sentidos



### Verificación de fisuración

Se muestran a continuación los esfuerzos de flexión en cada elemento para las combinaciones de carga de servicio sin mayorar:

#### Muros de la cámara de válvulas:

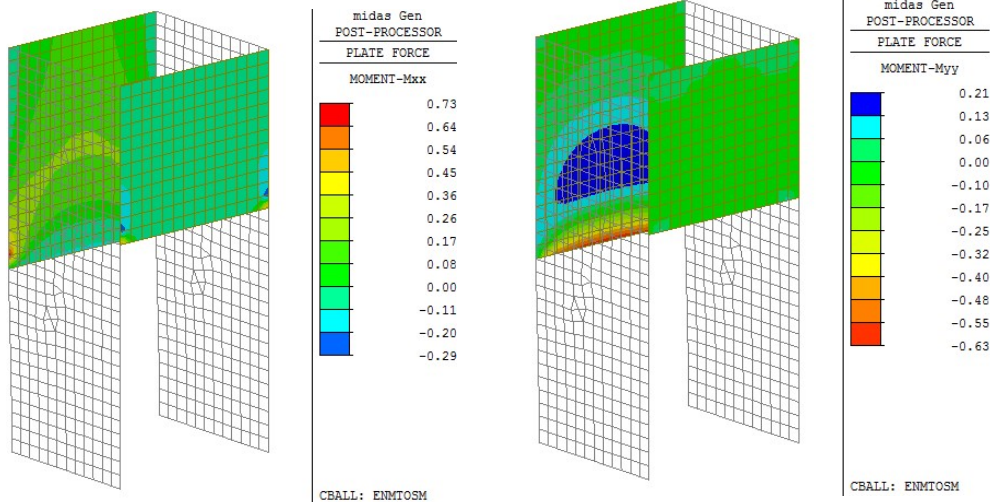


Envolvente de momento horizontales (ton·m/m)

Envolvente de momento verticales (ton·m/m)

Muros laterales altos

Muros laterales altos



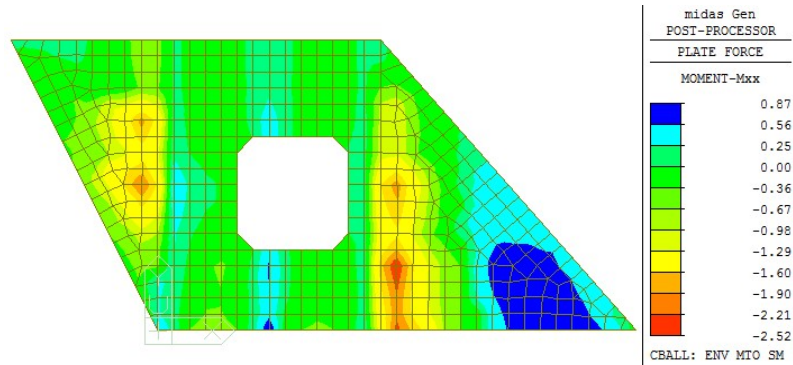
Envolvente de momento horizontales (ton·m/m)

Envolvente de momento verticales (ton·m/m)

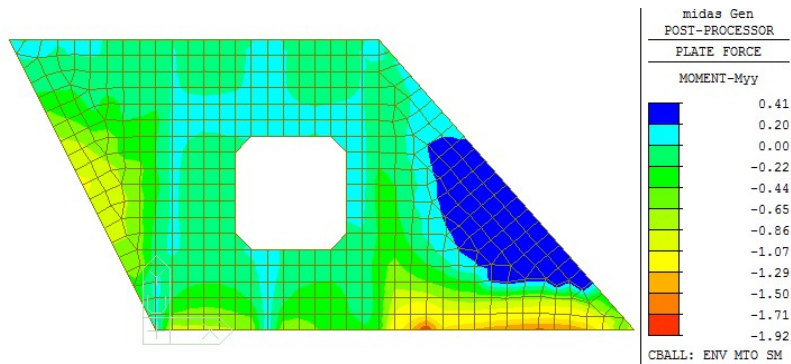
Muros laterales bajos

Muros laterales bajos

Muro de contención

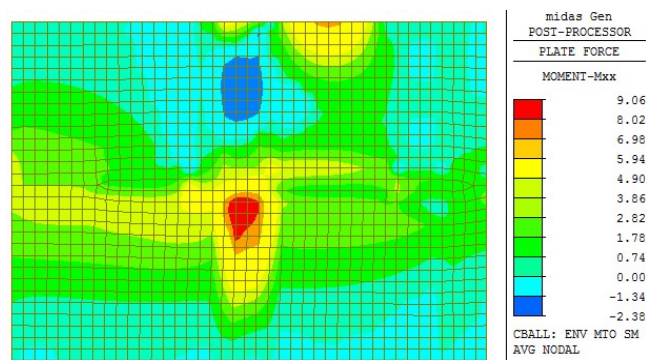


Envolvente de momento horizontales (ton·m/m)

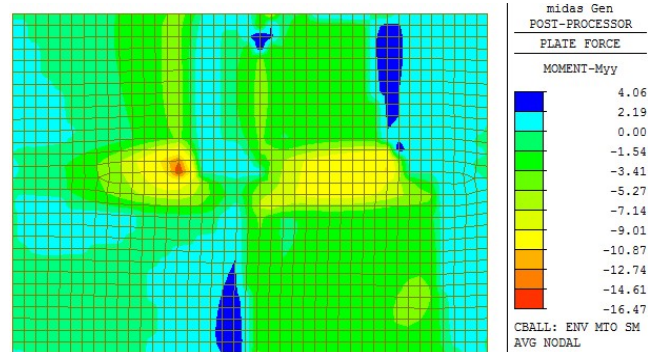


Envolvente de momento verticales (ton·m/m)

Radier



Envolvente de momento transversales (ton·m/m)



Envolvente de momento longitudinales (ton·m/m)

#### Verificación fisuración Gergely-Lutz

| Elemento           | h [cm] | M <sub>omto</sub> [ton·m] | d <sub>c</sub> [cm] | A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ] | s [cm] | f <sub>s</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ] | w [mm] | w <sub>adm</sub> [mm] |
|--------------------|--------|---------------------------|---------------------|-----------------------------------|--------|--------------------------------------|--------|-----------------------|
| Muro cámara Horiz. | 20     | 1.65                      | 5.60                | 11.3                              | 10     | 1166                                 | 0.13   | 0.20                  |
| Muro cámara Vert.  | 20     | 1.51                      | 5.60                | 11.3                              | 10     | 1067                                 | 0.12   | 0.20                  |
| Muro Cont. Horiz   | 75     | 2.50                      | 5.90                | 12.7                              | 20     | 327                                  | 0.05   | 0.20                  |
| Muro Cont. Vert    | 75     | 1.90                      | 5.90                | 12.7                              | 20     | 249                                  | 0.04   | 0.20                  |
| Radier Transv.     | 150    | 9.06                      | 5.90                | 12.7                              | 20     | 568                                  | 0.08   | 0.20                  |
| Radier Longit.     | 150    | 16.40                     | 5.90                | 12.7                              | 20     | 1029                                 | 0.15   | 0.20                  |

#### Verificación fisuración BS8007, Appendix B - (w<sub>max</sub>=0,2mm)

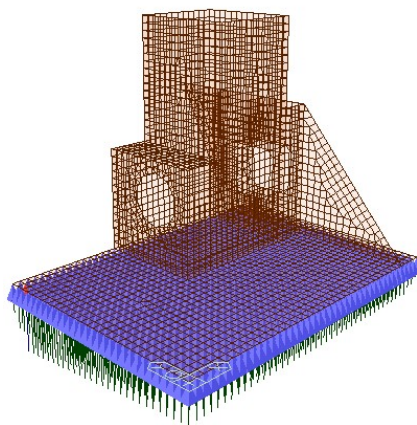
| Tipo Elto.        | x [cm] | a <sub>cr</sub> (cm) | f <sub>s</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) | f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) | ε <sub>1</sub> | ε <sub>2</sub> | ε <sub>m</sub> | w (mm)      | w <sub>Adm.</sub> (mm) |    |
|-------------------|--------|----------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|----------------|----------------|----------------|-------------|------------------------|----|
| Muro cámara Horiz | 4.45   | 7.51                 | 1,130                                | 57                                   | 0.0008         | 0.0000         | 0.0008         | <b>0.14</b> | 0.2                    | Ok |
| Muro cámara Vert. | 4.45   | 7.51                 | 1,035                                | 53                                   | 0.0008         | 0.0000         | 0.0007         | <b>0.13</b> | 0.2                    | Ok |
| Muro Cont. Horiz  | 11.37  | 11.61                | 301                                  | 7                                    | 0.0002         | 0.0001         | 0.0001         | <b>0.02</b> | 0.2                    | Ok |
| Muro Cont. Vert   | 11.37  | 11.61                | 229                                  | 5                                    | 0.0001         | 0.0001         | 0.0000         | <b>0.01</b> | 0.2                    | Ok |
| Radier Transv.    | 16.88  | 11.61                | 514                                  | 8                                    | 0.0003         | 0.0002         | 0.0001         | <b>0.03</b> | 0.2                    | Ok |
| Radier Longit.    | 16.88  | 11.61                | 931                                  | 14                                   | 0.0005         | 0.0002         | 0.0003         | <b>0.09</b> | 0.2                    | Ok |



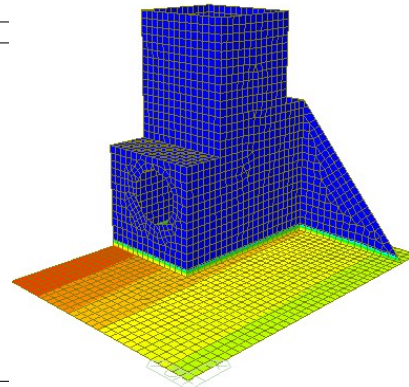
### Verificación de tensiones en el suelo:

A continuación se muestran las tensiones en el suelo para cada una de las combinaciones estáticas y sísmicas:

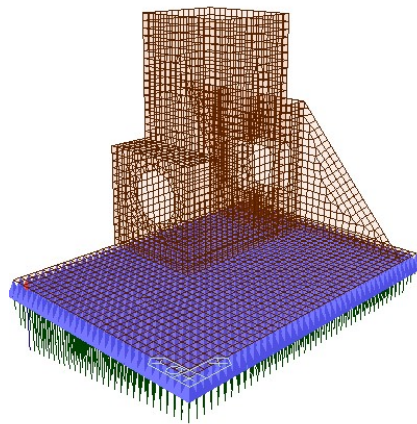
- C1: PP+H (relleno saturado sin napa)
- C2: PP+H + N (relleno saturado sin napa + carga de nieve)
- C3: PP+H+FN (relleno sumergido más napa)
- C4: C1 + Sismo Longitudinal (relleno e inercia de la estructura)
- C5: C2 + Sismo Longitudinal (relleno e inercia de la estructura)
- C6: C3 + Sismo Longitudinal (relleno e inercia de la estructura)
- C7: C1 + Sismo Transversal (relleno e inercia de la estructura)
- C8: C2 + Sismo Transversa (relleno e inercia de la estructura)
- C9: C3 + Sismo Transversa (relleno e inercia de la estructura)



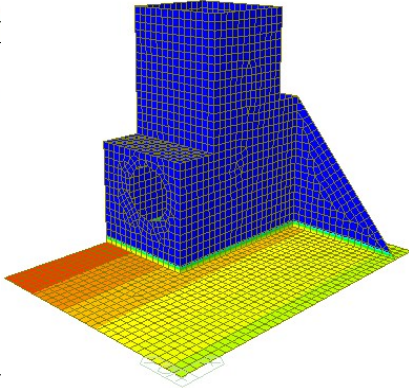
midas Gen  
POST-PROCESSOR  
REACTION FORCE  
FORCE-Z  
MIN. REACTION  
NODE= 32  
FZ: 55.96  
MAX. REACTION  
NODE= 329  
FZ: 493.23  
ST: CC1SM  
MAX : 329  
MIN : 32  
FILE: MODELO EST-  
UNIT: kgf



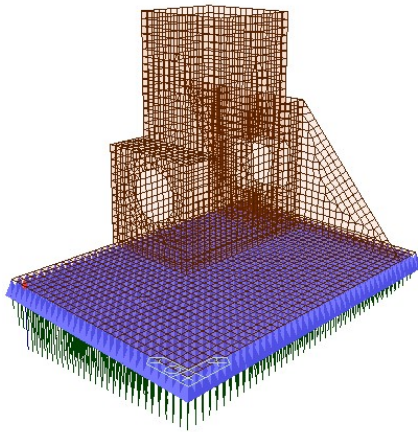
midas Gen  
POST-PROCESSOR  
SOIL PRESSURE  
FZ  
0.00  
-0.11  
-0.23  
-0.34  
-0.46  
-0.57  
-0.68  
-0.80  
-0.91  
-1.03  
-1.14  
-1.26  
ST: CC1SM  
MAX : 1  
MIN : 38  
FILE: MODELO EST-  
UNIT: kgf/cm<sup>2</sup>



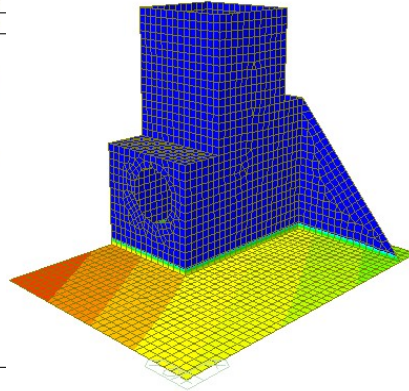
midas Gen  
POST-PROCESSOR  
REACTION FORCE  
FORCE-Z  
MIN. REACTION  
NODE= 32  
FZ: 62.22  
MAX. REACTION  
NODE= 329  
FZ: 517.56  
ST: CC2SM  
MAX : 329  
MIN : 32  
FILE: MODELO EST-  
UNIT: kgf



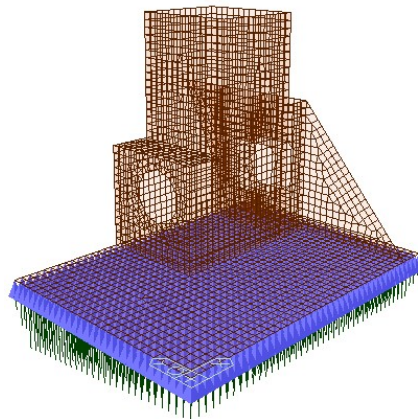
midas Gen  
POST-PROCESSOR  
SOIL PRESSURE  
FZ  
0.00  
-0.12  
-0.24  
-0.36  
-0.48  
-0.60  
-0.72  
-0.84  
-0.96  
-1.08  
-1.20  
-1.32  
ST: CC2SM  
MAX : 1  
MIN : 38  
FILE: MODELO EST-  
UNIT: kgf/cm<sup>2</sup>



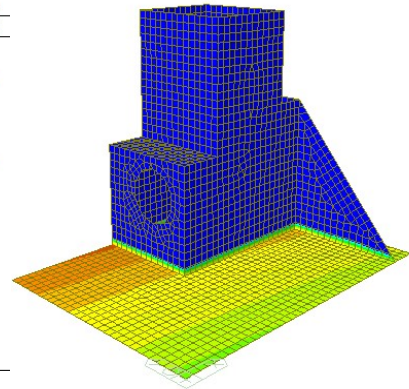
midas Gen  
POST-PROCESSOR  
REACTION FORCE  
FORCE-Z  
MIN. REACTION  
NODE= 32  
FZ: 23.55  
MAX. REACTION  
NODE= 329  
FZ: 270.97  
ST: CC3SM  
MAX : 329  
MIN : 32  
FILE: MODELO EST-  
UNIT: kgf



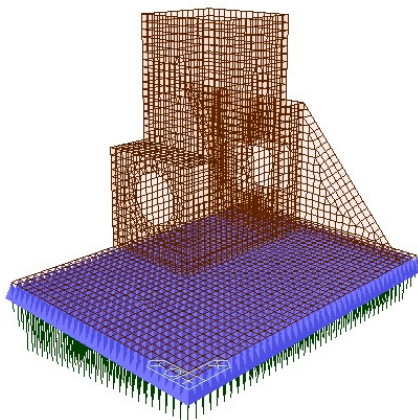
midas Gen  
POST-PROCESSOR  
SOIL PRESSURE  
FZ  
0.00  
-0.06  
-0.13  
-0.19  
-0.25  
-0.31  
-0.38  
-0.44  
-0.50  
-0.57  
-0.63  
-0.69  
ST: CC3SM  
MAX : 1  
MIN : 38  
FILE: MODELO EST-  
UNIT: kgf/cm<sup>2</sup>



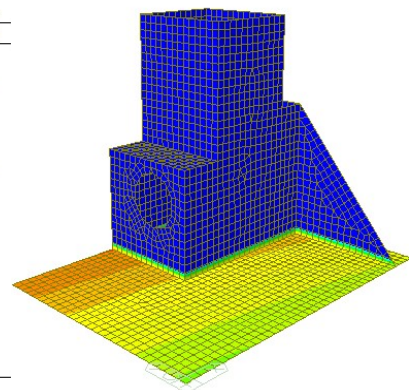
midas Gen  
POST-PROCESSOR  
REACTION FORCE  
FORCE-Z  
MIN. REACTION  
NODE= 37  
FZ: 54.08  
MAX. REACTION  
NODE= 112  
FZ: 476.07  
ST: CC4SM  
MAX : 112  
MIN : 37  
FILE: MODELO EST-  
UNIT: kgf



midas Gen  
POST-PROCESSOR  
SOIL PRESSURE  
FZ  
0.00  
-0.12  
-0.24  
-0.36  
-0.47  
-0.59  
-0.71  
-0.83  
-0.95  
-1.07  
-1.19  
-1.31  
ST: CC4SM  
MAX : 1  
MIN : 34  
FILE: MODELO EST-  
UNIT: kgf/cm<sup>2</sup>



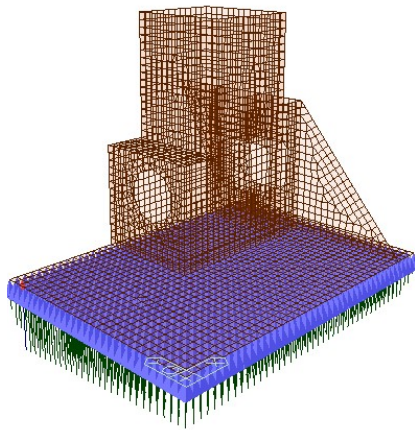
midas Gen  
POST-PROCESSOR  
REACTION FORCE  
FORCE-Z  
MIN. REACTION  
NODE= 37  
FZ: 58.54  
MAX. REACTION  
NODE= 112  
FZ: 506.89  
ST: CC5SM  
MAX : 112  
MIN : 37  
FILE: MODELO EST-  
UNIT: kgf



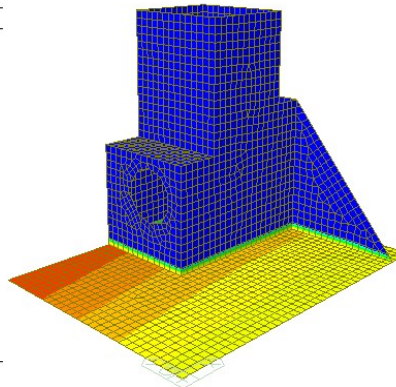
midas Gen  
POST-PROCESSOR  
SOIL PRESSURE  
FZ  
0.00  
-0.13  
-0.25  
-0.38  
-0.51  
-0.63  
-0.76  
-0.88  
-1.01  
-1.14  
-1.26  
-1.39  
ST: CC5SM  
MAX : 1  
MIN : 34  
FILE: MODELO EST-  
UNIT: kgf/cm<sup>2</sup>



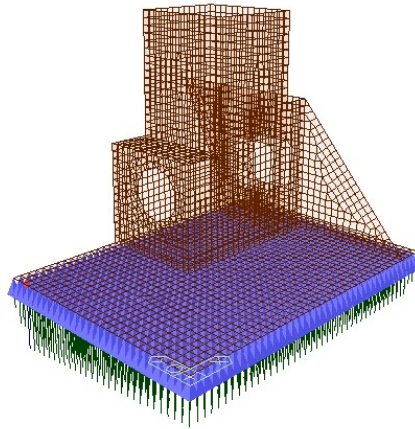




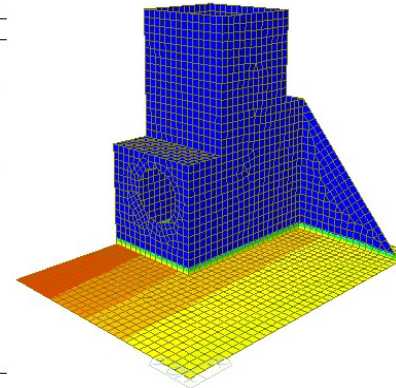
midas Gen  
POST-PROCESSOR  
REACTION FORCE  
FORCE-Z  
MIN. REACTION  
NODE= 32  
FZ: 31.48  
MAX. REACTION  
NODE= 329  
FZ: 241.57  
ST: CC6SM  
MAX : 329  
MIN : 32  
FILE: MODELO EST-  
UNIT: kgf



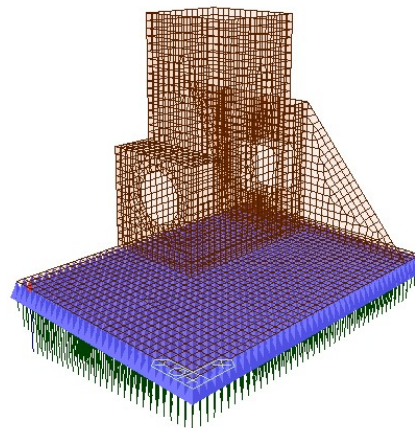
midas Gen  
POST-PROCESSOR  
SOIL PRESSURE  
PZ  
0.00  
-0.06  
-0.11  
-0.17  
-0.22  
-0.28  
-0.33  
-0.39  
-0.45  
-0.50  
-0.56  
-0.61  
ST: CC6SM  
MAX : 1  
MIN : 38  
FILE: MODELO EST-  
UNIT: kgf/cm<sup>2</sup>



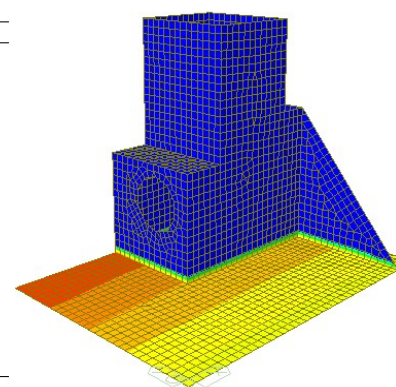
midas Gen  
POST-PROCESSOR  
REACTION FORCE  
FORCE-Z  
MIN. REACTION  
NODE= 32  
FZ: 63.56  
MAX. REACTION  
NODE= 329  
FZ: 467.33  
ST: CC7SM  
MAX : 329  
MIN : 32  
FILE: MODELO EST-  
UNIT: kgf



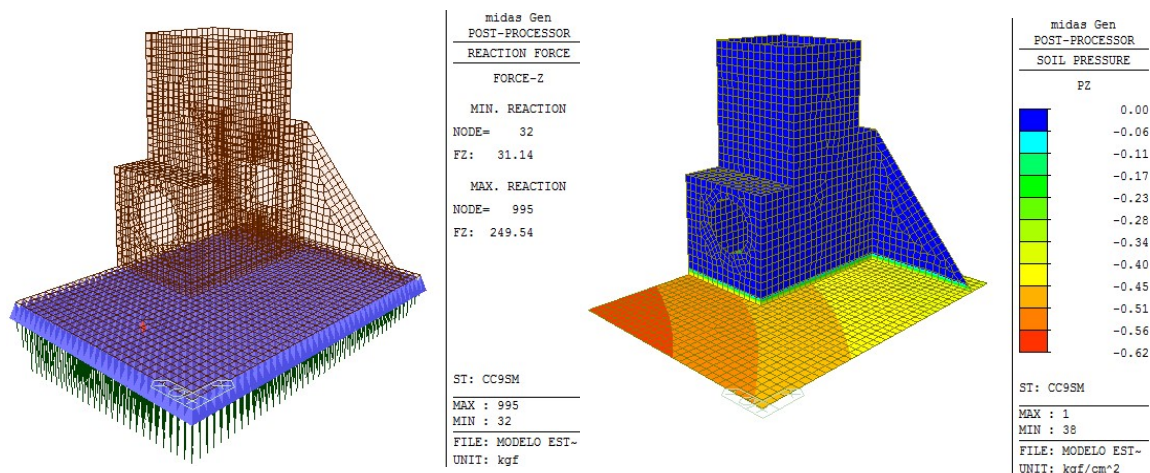
midas Gen  
POST-PROCESSOR  
SOIL PRESSURE  
PZ  
0.00  
-0.11  
-0.22  
-0.32  
-0.43  
-0.54  
-0.65  
-0.75  
-0.86  
-0.97  
-1.08  
-1.19  
ST: CC7SM  
MAX : 1  
MIN : 38  
FILE: MODELO EST-  
UNIT: kgf/cm<sup>2</sup>



midas Gen  
POST-PROCESSOR  
REACTION FORCE  
FORCE-Z  
MIN. REACTION  
NODE= 32  
FZ: 70.24  
MAX. REACTION  
NODE= 329  
FZ: 490.09  
ST: CC8SM  
MAX : 329  
MIN : 32  
FILE: MODELO EST-  
UNIT: kgf



midas Gen  
POST-PROCESSOR  
SOIL PRESSURE  
PZ  
0.00  
-0.11  
-0.23  
-0.34  
-0.45  
-0.56  
-0.68  
-0.79  
-0.90  
-1.02  
-1.13  
-1.24  
ST: CC8SM  
MAX : 1  
MIN : 38  
FILE: MODELO EST-  
UNIT: kgf/cm<sup>2</sup>



De los gráficos anteriores se observa claramente que para todas las combinaciones de carga, la estructura se encuentra en compresión 100% y que las tensiones máximas (con o sin napa) es iguala 1.4 kg/cm<sup>2</sup>, lo cual es inferior a las tensión admisible del suelo de fundación.

## 6. CONCLUSIONES

De la verificación estructural de la bocatoma el manzano, realizada mediante software de elementos finitos, se observa que la forma propuesta cumple con los diseños de estabilidad y resistencia requeridos por la normativa vigente, así como para las prescripciones de los códigos de diseño sísmico, especificaciones técnicas de proyecto y criterios de diseño.

Por su parte, el diseño de hormigón armado cumple con las disposiciones del ACI 350, en función de los esfuerzos de diseño provenientes de solicitaciones bajo condiciones más desfavorables. Además se determina que la estructura no presentará problemas de fisuración.

Se verifica además que la capacidad admisible del suelo bajo las solicitaciones de cada uno de los casos y combinaciones de carga analizados no es superada en ningún caso, esto indica bajo que el diseño es satisfactorio.