



**ANEJO Nº 13**

**TÚNEL DE LÍNEA Y ESTRUCTURAS**



## ÍNDICE

<p><b>1. INTRODUCCIÓN Y OBJETO</b> <span style="float: right;"><b>3</b></span></p> <p><b>2. TÚNEL DE LÍNEA ENTRE PANTALLAS.</b> <span style="float: right;"><b>3</b></span></p> <p>    <b>2.1. Descripción General</b> <span style="float: right;"><b>3</b></span></p> <p>    <b>2.2. Criterios de Diseño y Dimensionamiento</b> <span style="float: right;"><b>5</b></span></p> <p>        2.2.1. Normativa <span style="float: right;">5</span></p> <p>        2.2.2. Materiales <span style="float: right;">6</span></p> <p>        2.2.3. Acciones de Cálculo <span style="float: right;">7</span></p> <p>        2.2.4. Criterios de Seguridad <span style="float: right;">13</span></p> <p>        2.2.5. Combinaciones de Carga. <span style="float: right;">15</span></p> <p>        2.2.6. Análisis Estructural <span style="float: right;">18</span></p> <p><b>3. TÚNEL DE LÍNEA CON TUNELADORA</b> <span style="float: right;"><b>37</b></span></p> <p>    <b>3.1. Descripción general</b> <span style="float: right;"><b>37</b></span></p> <p>    <b>3.2. Criterios de diseño y dimensionamiento</b> <span style="float: right;"><b>38</b></span></p> <p>    <b>3.3. Materiales</b> <span style="float: right;"><b>39</b></span></p> <p>    <b>3.4. Cálculo estático</b> <span style="float: right;"><b>39</b></span></p> <p>    <b>3.5. Cálculo sísmico</b> <span style="float: right;"><b>39</b></span></p> <p>    <b>3.6. Dimensionamiento</b> <span style="float: right;"><b>39</b></span></p> <p>    <b>3.7. Trabajos realizados</b> <span style="float: right;"><b>39</b></span></p> <p><b>4. TÚNEL DE LÍNEA Y GALERIAS EN MINA</b> <span style="float: right;"><b>40</b></span></p> <p>    <b>4.1. Descripción general</b> <span style="float: right;"><b>40</b></span></p> <p>    <b>4.2. Criterios de diseño y dimensionamiento</b> <span style="float: right;"><b>40</b></span></p> <p>    <b>4.3. Materiales</b> <span style="float: right;"><b>40</b></span></p> <p>    <b>4.4. Sostenimiento del túnel SEM</b> <span style="float: right;"><b>41</b></span></p> <p>        4.4.1. Generalidades <span style="float: right;">41</span></p> <p>        4.4.2. Resumen de sostenimientos <span style="float: right;">44</span></p> <p>        4.4.3. Tramificación de sostenimientos <span style="float: right;">45</span></p> <p>        4.4.4. Cálculo de sostenimiento s-3 con 6 m de recubrimiento <span style="float: right;">45</span></p> <p>        4.4.5. Cálculo de sostenimiento s-3 con 15 m de recubrimiento <span style="float: right;">54</span></p> <p>        4.4.6. Cálculo de sostenimiento s-2 con 15 m de recubrimiento <span style="float: right;">63</span></p> <p>        4.4.7. Cálculo de sostenimiento s-2 con 30 m de recubrimiento <span style="float: right;">71</span></p> <p>        4.4.8. Cálculo de estabilidad de bloques <span style="float: right;">79</span></p> <p>    <b>4.5. Cálculo de estabilidad del frente</b> <span style="float: right;"><b>81</b></span></p> <p>    <b>4.6. Corredores acceso a estaciones</b> <span style="float: right;"><b>82</b></span></p> <p>        4.6.1. Datos iniciales <span style="float: right;">82</span></p> <p>        4.6.2. Modelización del sostenimiento <span style="float: right;">82</span></p> <p>        4.6.3. Modelo de cálculo <span style="float: right;">84</span></p> <p>        4.6.4. Fases de cálculo <span style="float: right;">85</span></p> <p>        4.6.5. Curvas carga-desplazamiento <span style="float: right;">86</span></p> <p>        4.6.6. Salidas gráficas <span style="float: right;">86</span></p>	<p>4.6.7. Comprobación del sostenimiento <span style="float: right;">89</span></p> <p>4.6.8. Resumen de las características del cálculo <span style="float: right;">89</span></p> <p>4.6.9. Zonas de concentración de tensiones <span style="float: right;">89</span></p> <p>4.6.10. Sección modificada <span style="float: right;">91</span></p> <p><b>4.7. Comprobación esfuerzo rasante</b> <span style="float: right;"><b>96</b></span></p> <p><b>5. ESTACIONES</b> <span style="float: right;"><b>97</b></span></p> <p>    <b>5.1. Descripción general</b> <span style="float: right;"><b>97</b></span></p> <p>    <b>5.2. Criterios de diseño y dimensionamiento</b> <span style="float: right;"><b>97</b></span></p> <p>        5.2.1. Normativa a emplear <span style="float: right;">97</span></p> <p>        5.2.2. Materiales a emplear en el diseño de la estructura de las estaciones <span style="float: right;">98</span></p> <p>        5.2.3. Comprobaciones estructurales a realizar <span style="float: right;">100</span></p> <p>        5.2.4. Consideración de acción sísmica <span style="float: right;">105</span></p> <p>        5.2.5. Losa de cubierta <span style="float: right;">109</span></p> <p>        5.2.6. Losas intermedias (vestíbulo, subestación y cables) <span style="float: right;">112</span></p> <p>        5.2.7. Contrabóveda <span style="float: right;">113</span></p> <p>        5.2.8. Pilas-pilote <span style="float: right;">114</span></p> <p>        5.2.9. Pantallas de contorno <span style="float: right;">117</span></p> <p>    <b>5.3. Trabajos desarrollados</b> <span style="float: right;"><b>120</b></span></p> <p><b>6. POZOS DE INTRODUCCIÓN Y EXTRACCIÓN DE TUNELADORAS</b> <span style="float: right;"><b>121</b></span></p> <p>    <b>6.1. Descripción General.</b> <span style="float: right;"><b>121</b></span></p> <p>        6.1.1. Pozo de introducción de El Labrador <span style="float: right;">121</span></p> <p>        6.1.2. Pozo Extracción Glorieta Rumichaca. <span style="float: right;">122</span></p> <p>    <b>6.2. Criterios de Diseño y Dimensionamiento.</b> <span style="float: right;"><b>123</b></span></p> <p>        6.2.1. Normativa. <span style="float: right;">123</span></p> <p>        6.2.2. Materiales. <span style="float: right;">124</span></p> <p>        6.2.3. Acciones de Cálculo. <span style="float: right;">126</span></p> <p>        6.2.4. Criterios de Seguridad. <span style="float: right;">131</span></p> <p><b>7. OBRAS DE PASO</b> <span style="float: right;"><b>135</b></span></p> <p>    <b>7.1. Integración</b> <span style="float: right;"><b>135</b></span></p> <p>    <b>7.2. Descripción de las obras</b> <span style="float: right;"><b>135</b></span></p> <p>        7.2.1. Reposición de la obra de drenaje en la Quebrada Ortega <span style="float: right;">135</span></p> <p>        7.2.2. Marco de la Quebrada Ortega – Pumapungo. <span style="float: right;">136</span></p> <p>        7.2.3. Reposición de la obra de drenaje en la Quebrada Rumichaca – Pumapungo. <span style="float: right;">136</span></p> <p>        7.2.4. Reposición de la obra de drenaje en la Quebrada las Cuadras <span style="float: right;">138</span></p> <p>    <b>7.3. Normativa, materiales y cargas consideradas</b> <span style="float: right;"><b>138</b></span></p> <p>        7.3.1. Normativa <span style="float: right;">138</span></p> <p>        7.3.2. Materiales <span style="float: right;">139</span></p> <p>        7.3.3. Cargas consideradas <span style="float: right;">139</span></p> <p>    <b>7.4. Metodología de cálculo</b> <span style="float: right;"><b>142</b></span></p> <p>        7.4.1. Cálculo de los esfuerzos en las pantallas. <span style="float: right;">142</span></p>
---	--

7.4.2. Cálculo de los esfuerzos en la losa superior.	143
7.4.3. Cálculo de los esfuerzos de los elementos estructurales intermedios.	143
7.4.4. Cálculo de los esfuerzos en losas inferiores	143
7.4.5. Cálculo de los esfuerzos sísmicos en pantallas.	143
•Evaluación de la respuesta del suelo frente a la acción sísmica.	<b>143</b>
•Método de cálculo para la evaluación de los esfuerzos sobre la estructura.	<b>145</b>
7.4.6. Cálculo de los esfuerzos en las estructuras tipo marco	148
<b>7.5. Programas de cálculo empleados</b>	<b>148</b>
<b>8. OBRAS DE REFUERZO PARA EL PASO DEL TÚNEL</b>	<b>148</b>
<b>8.1. Colector del Río Grande en el P.K. 14+630</b>	<b>148</b>
8.1.1. Descripción	148
8.1.2. Acciones consideradas	150
8.1.3. Métodos de cálculo y comprobación	150
<b>8.2. Paso bajo el Machángara en el P.K. 16+250</b>	<b>150</b>
8.2.1. Descripción	150
8.2.2. Acciones consideradas	152
8.2.3. Métodos de cálculo y comprobación	152

**APÉNDICES**

**APÉNDICE 1. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS DE TÚNEL ENTRE PANTALLAS**

**APÉNDICE 2. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS DE TÚNEL CON TUNELADORA**

**APÉNDICE 3. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS DE TÚNEL EN MINA**

**APÉNDICE 4. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS DE ESTACIONES**

4.1 Quitumbe

4.2 Morán Valverde

4.3 Solanda

4.4 El Calzado

4.5 El Recreo

4.6 La Magdalena

4.7 Intercambiador 24 de Mayo

4.8 San Francisco

4.9 La Alameda

4.10 El Ejido

4.11 Universidad Central

4.12 La Pradera

4.13 La Carolina

4.14 Ñaquito

4.15 Jipijapa

4.16 El Labrador

**APÉNDICE 5. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS DE LOS POZOS DE INTRODUCCIÓN Y EXTRACCIÓN DE TUNELADORAS**

5.1 Glorieta de Rumichaca PK 11+020

5.2 Pozo de introducción de tuneladora y túnel entre pantallas de fondo de saco de El Labrador

**APÉNDICE 6. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS DE LAS OBRAS DE PASO**

**APÉNDICE 7. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS DEL COLECTOR DEL RÍO GRANDE EN EL P.K. 14+630**

**APÉNDICE 8. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS DEL PASO BAJO EL MACHÁNGARA EN EL P.K. 16+250**

**ANEJO Nº 13**

**TÚNEL DE LÍNEA Y ESTRUCTURAS**

**1. INTRODUCCIÓN Y OBJETO**

Para la primera línea del Metro de Quito se han proyectado varios sistemas constructivos para resolver los túneles y galerías de la forma más adecuada a las características del terreno y los condicionantes del entorno.

Los sistemas considerados han sido la construcción desde superficie entre pantallas, la excavación mecanizada con tuneladora, y la excavación en mina por métodos convencionales, aplicada también a la construcción de galerías para comunicación en estaciones y pozos, y a las cámaras de equipos en algunos de éstos.

En este capítulo del presente anejo se recogen la descripción, el proceso de diseño, y los cálculos realizados para los distintos tipos de túnel y estructuras diseñadas.

**2. TÚNEL DE LÍNEA ENTRE PANTALLAS.**

**2.1. Descripción General**

La construcción subterránea dentro de los límites urbanos actuales, supone riesgos producto de las edificaciones existentes y la presencia del nivel freático.

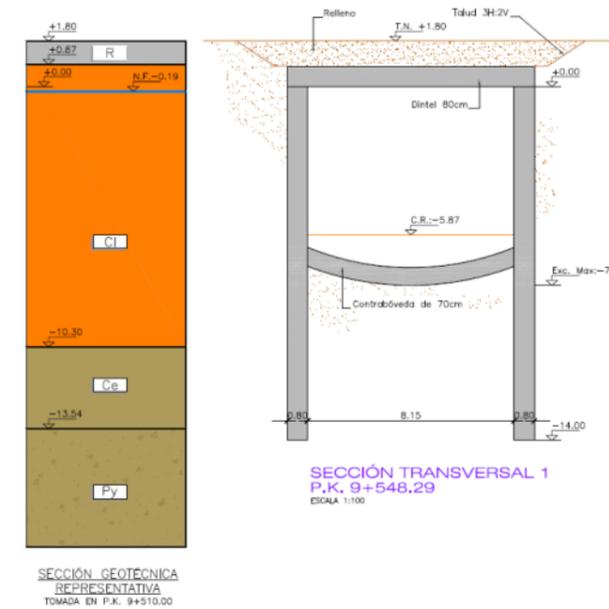
En los tramos donde sea factible la ejecución de túnel entre pantallas, estos se ejecutarán mediante el proceso constructivo conocido como **Cut & Cover**.

Este proceso constructivo presenta importantes ventajas, como la posibilidad de alcanzar grandes profundidades, con presencia o no del nivel freático, atravesar estratos en los cuales no es posible hincar tablestacas, producir una menor descompresión del terreno, menor ruido y vibración durante su ejecución, entre otras cualidades.

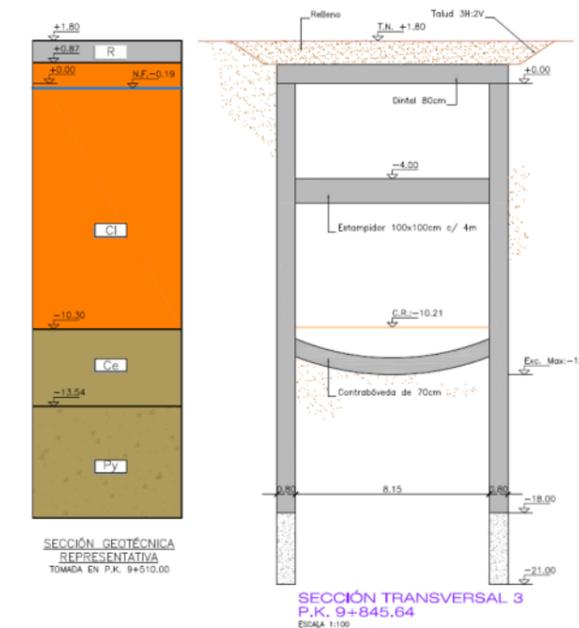
Además, como se trata de estructuras flexibles presentan la ventaja de resistir los empujes del terreno deformándose. Tiene la ventaja añadida de que las afecciones a la superficie son temporales y de corta duración.

El túnel entre pantallas, y que recoge este proyecto (pk 9+501.26 a pk 10+687.16, pk 10+810.08 a pk 10+032.35 y pk 11+920.35 a pk 12+400) se resuelve por medio de un recinto apantallado (de 80 a 100cm de espesor), coronado por una losa de cubierta de 80 a 100cm (según el caso) y cerrado en su base por unas contrabóvedas de 70 a 100cm de canto, con contraflechas que oscilan desde los 80cm a los 100cm.

Se muestra a continuación una sección tipo:



En función de la altura, o distancia entre la cara inferior del dintel y la máxima excavación (clave de la contrabóveda) se dispone un nivel intermedio de arriostamiento, materializado por un estampidor de 100x100cm, cada cuatro metros. Estos estampidores, requieren, debido a la incertidumbre del panelado de las pantallas una viga de borde de 100x100cm. Se muestra a continuación una sección tipo en la que se incorpora arriostamiento.



La coronación de pantallas, la unión dintel-pantalla, se resuelve por medio de una unión empotrada. Al ser un marco, el empotramiento perfecto no se materializa, ya que en el reparto

de esfuerzos interviene en cociente entre el gálibo vertical y horizontal con el cociente entre inercias entre el dintel y la pantalla.

El resto de conexiones: a) Estampidor- Pantalla y b) Contrabóveda-Pantalla, al resolverse por medio de anclajes con resina epoxi, se consideran articulaciones a todos los efectos.

En la siguiente tabla se desglosa el túnel de línea, el cual se desarrolla prioritariamente entre pantallas.

Designación	Pki	Pkf	Tipología
Emboquille 1	9+487.01	9+501.26	Muro en U
Tramo 1	9+501.26	10+000	Túnel entre pantallas.
Estación Quitumbe	10+000	10+140.77	Túnel entre Pantallas
Tramo 2	10+140.77	10+687.16	Túnel entre Pantallas
Emboquille 2	10+687.16	10+713.38	Muro en U
Emboquille 3	10+804.31	10+810.08	Aleta el L y Pantalla en Voladizo.
Tramo 3	10+810.08	11+077.65	Túnel entre Pantallas
Pozo de Extracción	11+077.65	11+032.35	Túnel entre Pantallas
Moran Valverde	11+920.35	12+102.27	Túnel entre Pantallas
Tramo 4	12+102.27	12+400	Túnel entre Pantallas

A lo largo del tramo se disponen tres puntos, en los que el túnel entre pantallas, con galibo horizontal libre estándar de 8,15m pasa a:

- 12,15m en Jet 1 (pk 9+740) y Jet 2 (pk 10+600)
- 15,60 en Pozo de Extracción (Pk 11+020).

En estas posiciones se incluyen la dotación de instalaciones necesarias para generar la ventilación forzada del propio túnel, ayudada por la cercanía de los propios emboquilles, los cuales dan al tramo en superficie.

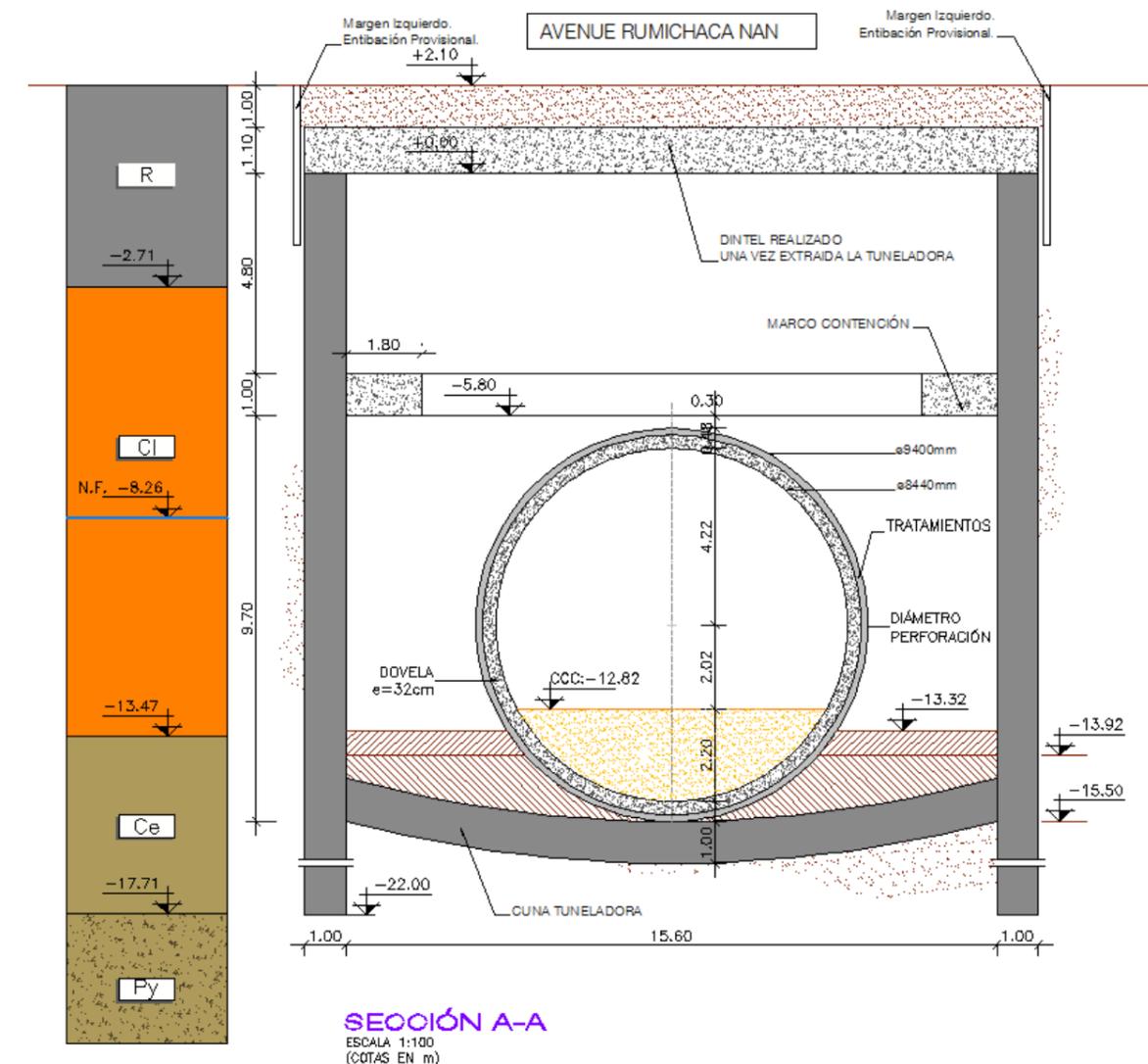
En el túnel de línea entre pantallas, existen dos puntos singulares, ya que son por ellos por los que atraviesa la tuneladora. Estos puntos son:

- Primer punto de Inserción → Pk 12+400.
- Segundo Punto de Inserción → Pk 11+032.35

En ambos puntos, deben existir pantallas frontales armadas con fibra de vidrio, para facilitar la perforación de la tuneladora. Adicionalmente, en esos puntos se incorporan unos corralitos de achique para facilitar, también, la perforación de la tuneladora.

Como se ha podido constatar en la tabla de tramificación del túnel de pantallas, existe un pozo de extracción, el cual, como su nombre indica, servirá para extraer la tuneladora. Este pozo se sitúa en el pk 11+020 (aprox.).

Este elemento se menciona, no sólo por la singularidad que representa en el túnel, sino que es el único "elemento" cuya losa de cobertura –empotrada-, la cual se ejecuta una vez extraída la tuneladora y por medio de cimbras, es decir, es la única losa/dintel que no se ejecuta contra el terreno.



## 2.2. Criterios de Diseño y Dimensionamiento

### 2.2.1. Normativa

Para la elaboración del proyecto de estructuras de los túneles entre pantallas se emplearán las normas y las recomendaciones enumeradas a continuación.

#### 2.2.1.1. Normativa Ecuatoriana

Norma	Título
NEC-11	Norma Ecuatoriana De La Construcción
CPE INEN 5	Código de Práctica Ecuatoriano – Instituto Ecuatoriano de Normalización
Parte 1:2001	Requisitos generales de diseño
Parte 1-12:2001	Requisitos generales de diseño: peligro sísmico, espectros de diseño y requisitos mínimos de cálculos para diseño sismo-resistente.
Parte 2:1993	Requisitos de diseño del hormigón armado
MOP 001 F-2002	Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11) es el conjunto de normativas que regulan la construcción de edificios en Ecuador. En la NEC-11 se establecen los requisitos básicos de seguridad y diseño estructural de construcciones sismo-resistentes.

#### 2.2.1.2. Normativa Internacional de aplicación en Ecuador

Norma	Título
AASHTO LRFD	Bridge design specification
ACI 201.2R-01	Guía para la durabilidad del hormigón
ACI 216.1-97	Método normalizado para determinar la resistencia al fuego de las construcciones de hormigón y mampostería
ACI 224R-01	Control de abertura de fisuras en estructuras de hormigón armado

Norma	Título
ACI 318S-08	Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318-08) y comentarios
ACI 355.1R-91	Informe sobre el estado del arte de los anclajes en hormigón
ACI 355.2-01	Evaluación del comportamiento de los anclajes mecánicos para instalar en hormigón endurecido
AWS	American Welding Society
ASTM	American Society for Testing and Materials

Para los ensayos de materiales de construcción se considerarán las normativas americanas ASTM.

Las AWS son las normas de referencia para procedimientos, evaluaciones y técnicas de soldadura de los aceros empleados en las estructuras.

#### 2.2.1.3. Literatura de referencia para el diseño sísmico de estructuras enterradas

En el diseño sísmico de los túneles entre pantallas se consideraran las recomendaciones de la siguiente monografía reconocida a nivel internacional como referencia para la aplicación del método del campo libre en estructuras enterradas:

***Seismic Design of Tunnels, Parsons Brinckerhoff Monograph, Wang, J.N. (1993).***

#### 2.2.1.4. Normativa Internacional de referencia para el proyecto

Otras Normativas que serán de aplicación por su relevancia a nivel internacional a modo de complemento de la ecuatoriana son las siguientes.

Norma	Título
Eurocódigo 1	Acciones en estructuras.
Eurocódigo 2	Proyecto de estructuras de hormigón.
Eurocódigo 8	Disposiciones para el proyecto de estructuras sismo-resistentes.
FHWA-NHI-09-010	Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels
IAPF 11	Instrucciones de acciones a considerar en puentes de ferrocarril
CEB-FIP	Código modelo CEB-FIP para hormigón estructural

## 2.2.2. Materiales

Los materiales utilizados deben cumplir con las especificaciones del capítulo 1 de la NEC-11.

### 2.2.2.1. Hormigón

Las principales propiedades del hormigón desde el punto de vista del cálculo estructural son la resistencia a compresión y el módulo de Young. De acuerdo con el capítulo 4 de la CPE INEN 5 Parte 2 y con la ACI 318S-08, el hormigón se clasifica por su resistencia especificada a la compresión  $f_c'$ , que se basa en ensayos de probetas cilíndricas de hormigón a los 28 días.

En conformidad con el apartado 1.2.5 de la NEC-11, se considerará el empleo de dos módulos de elasticidad del hormigón según el tipo de comprobación estructural:

- Comprobación de niveles de servicio (deflexiones, fisuración):  $E_c = 1.15 * \sqrt[3]{E_a} * \sqrt{f_c'}$
- Comprobación del desempeño sísmico:  $E_c = 4.7 * \sqrt{f_c'}$

La primera formulación depende del módulo de elasticidad del agregado  $E_a$ , que, en la provincia de Pichincha, podría ser basalto procedente de Pifo ( $E_a = 27.2$  GPa) según recomendación de la Tabla 1.12 en la NEC-11.

A continuación y a modo de tabla, se recogen los valores de diseño para los diferentes hormigones, y elemento estructural.

Elemento	Cb (cm)	$f_c'$ (Mpa)	$E_c$ .serv (Mpa)	$E_c$ .Sismo (Mpa)
Pantallas	7	30	18942.97	25742.96
Pilotes	7	30	18942.97	25742.96
Fuste de Pilas-Pilote	3	40	21873.46	29725.41
Losas y Vigas	5	30	18942.97	25742.96
Pilares	5	30	18942.97	25742.96
Soleras y Contrabóvedas	7	30	18942.97	25742.96
Solera de Deslizamiento	3	30	18942.97	25742.96
Plantilla	-	15	-	

Para conseguir una durabilidad adecuada del hormigón se deben cumplir unas condiciones relativas al tipo de cemento, a la máxima relación agua/cemento y mínimo contenido de cemento, que vienen dadas en las normativas de referencia ecuatoriana en función del tipo de ambiente al que va a estar sometido el hormigón.

Las categorías y las clases de exposición ambiental de cada componente estructural en hormigón armado se asignarán de acuerdo con la Tabla 1.7 en el apartado 1.2.4 de la NEC-11 -"Requisitos de durabilidad del hormigón".

Categorías	Severidad	Clase	Condición	
F Congelación y deshielo	No existe	F0	Hormigón no expuesto a ciclos de congelación y deshielo.	
	Moderada	F1	Hormigón expuesto a ciclos de congelación, deshielo y exposición ocasional a la humedad.	
	Severa	F2	Hormigón expuesto a ciclos de congelación, deshielo y en contacto continuo con la humedad.	
	Muy severa	F3	Hormigón expuesto a ciclos de congelación, deshielo y que esté en contacto continuo con la humedad y expuesto a productos químicos para descongelar.	
S Sulfato			<b>Sulfatos solubles en agua (SO<sub>4</sub>) en el suelo, % en masa</b>	<b>Sulfato (SO<sub>4</sub>) disuelto en agua, ppm</b>
	No aplicable	S0	SO <sub>4</sub> <0.1	SO <sub>4</sub> <150
	Moderada	S1	0.1≤SO <sub>4</sub> <0.2	150≤SO <sub>4</sub> <1500 agua marina
	Severa	S2	0.2≤SO <sub>4</sub> ≤2.0	1,500≤SO <sub>4</sub> ≤10,000
	Muy severa	S3	SO <sub>4</sub> >2.0	SO <sub>4</sub> >10,000
P Requiere baja permeabilidad	No aplicable	P0	En contacto con el agua donde no se requiere baja permeabilidad	
	Requerida	P1	En contacto con el agua donde se requiere baja permeabilidad	
C Protección del refuerzo contra la corrosión	No aplicable	C0	Hormigón seco o protegido contra la humedad	
	Moderada	C1	Hormigón expuesto a la humedad, pero no a una fuente externa de cloruros	
	Severa	C2	Hormigón expuesto a la humedad y a una fuente externa de cloruros provenientes de productos químicos para descongelar: sal, agua salobre, agua de mar o salpicaduras del mismo origen	

A continuación se introducen algunos de los principales parámetros de cálculo del hormigón:

- Peso específico: 25 KN/m<sup>3</sup>
- Resistencia especificada a la compresión:  $f_c$
- Deformación unitaria última : 0.3 %
- Coeficiente de dilatación térmica:  $\alpha = 1,08 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
- Coeficiente de Poisson:  $\nu = 0.20$

### 2.2.2.2. Acero de armar

En conformidad con las normas ASTM A615M y NTE INEN 102, se empleará un acero para armar con las siguientes características mecánicas:

- Designación NTE INEN 102 grado A42
- Designación ASTM A615M grado 60
- Límite elástico a tracción (fluencia mínima) 420 MPa
- Resistencia última a tracción (fluencia máxima) 550 MPa

A continuación se indican los parámetros de cálculo del acero:

- Peso específico: 78.50 KN/m<sup>3</sup>
- Módulo de elasticidad del acero  $E_s = 200000 \text{ MPa}$
- Resistencia especificada a la fluencia  $f_y = 420 \text{ MPa}$
- Coeficiente de dilatación térmica:  $\alpha = 1,20 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
- Coeficiente de Poisson:  $\nu = 0.30$
- La longitud normal de las barras a considerar será de 12m.

Se emplearán en el diseño de los distintos elementos en hormigón armado los siguientes diámetros de varilla: 8, 10, 12,, 16, 20, 25, 32 mm.

### 2.2.2.3. Acero estructural

En el diseño de los túneles entre pantallas se emplearán los siguientes elementos en acero estructural: puntales provisionales y vigas de atado, en el caso que sean necesarios.

Las normas ecuatorianas específicas para los perfiles y tubos de acero estructural son NTE INEN 2215 y 2222. De todos los tipos de acero que recogen estas normas consideramos recomendable fijar como grado del acero a emplear E 275 y, en casos excepcionales en los que sea necesario, E 355.

Se atenderá a los requisitos mecánicos recogidos en las citadas normas.

El módulo de elasticidad del acero estructural es de  $E_s=200.000 \text{ MPa}$ .

### 2.2.3. Acciones de Cálculo

Para el diseño de las estructuras, se considerarán las hipótesis de carga a continuación.

#### 2.2.3.1. Acciones permanentes (D)

Se refiere a los pesos de los elementos que constituyen la obra, y se supone que actúan en todo momento, siendo constante en magnitud y posición.

#### Peso propio de las estructuras (D1)

Corresponde generalmente a los elementos estructurales, calculados a partir de su sección bruta, y multiplicados por el peso específico del material, de acuerdo con el apartado 1.1.2.1.1 de la NEC-11. Entre ellos:

- Peso específico del acero estructural: 78.5 KN/m<sup>3</sup>.
- Peso específico del hormigón armado: 25.0 KN/m<sup>3</sup>.
- Peso específico del hormigón sin refuerzo: 24.0 KN/m<sup>3</sup>.

#### Cargas muertas (D2)

Se estiman uniformemente repartidas en planta y en alzado, en elementos tales como la losa de cubierta, la placa en hormigón armado que constituye la plataforma de la línea del metro y el revestimiento interior de las pantallas laterales.

Para el cálculo de los pesos propios no-estructurales se utilizará la tabla de pesos de materiales en el apartado 1.1.2.1.1 de la NEC-11. Entre ellos:

- Peso específico del hormigón en masa: 24.0 KN/m<sup>3</sup>.
- Peso específico de materiales granulares: 20.0 KN/m<sup>3</sup>.
- Peso específico del material de relleno sobre la cubierta 20.0 KN/m<sup>3</sup>.

La altura del relleno de tierras que yace por encima de la losa superior del metro varía a lo largo de la línea del metro, con un límite máximo de 1.00m. Metro Madrid recomienda la adopción de una sobrecarga mínima en cubierta de 30 KN/m<sup>2</sup>, que corresponde a 1.50m de relleno.

A los efectos de estabilidad frente al estado límite de flotabilidad se considerará un peso específico de relleno en cubierta de 18.0 KN/m<sup>3</sup>.

También se consideran como cargas muertas las asociadas a:

- Los rellenos de hormigón en masa sobre las contrabóvedas. Rellenos que se usan para alcanzar la cota de acabado de estructuras en el túnel.

#### Carga por presión lateral del suelo (H)

Corresponde a los empujes del suelo que actúan sobre las pantallas laterales. Para determinar las presiones del terreno sobre las pantallas se utilizará el programa RIDO, que calcula el equilibrio elasto-plástico de los muros pantalla con cualquier tipo de terreno.

Para el cálculo de los distintos casos se utilizarán las siguientes premisas:

- Rozamiento terreno–pantalla  $\delta = \phi/3$  para empujes activos o pasivos.
- La unión cabeza de pantalla – losa de cubierta será empotrada.

### **Efectos del nivel freático (F)**

Corresponde a las siguientes dos acciones:

- Empujes horizontales sobre las pantallas por parte del agua intersticial en el suelo.
- Sub-presión vertical que se produce cuando el nivel freático es más alto que la cota de la cara inferior de la losa inferior (o contra-bóveda) del túnel de línea. Este último se calcula multiplicando el peso específico del agua ( $\gamma_w=10$  kN/m<sup>3</sup>) por la diferencia de los dos niveles.

El nivel freático de cálculo tendrá en cuenta las fluctuaciones dependientes de las características del terreno y de las variables climáticas. De todas formas se considerará una variación máxima de  $\Delta H = 1.00$ m respecto al valor detectado por los ensayos.

### **Cargas por efectos acumulados de variación de temperatura (T1)**

Las siguientes cargas se consideraran como variaciones equivalentes de temperatura:

- Variación uniforme de temperatura.
- Retracción del hormigón.
- Fluencia del hormigón

Se recomienda de adoptar procedimientos constructivos que minimicen los efectos de la retracción del hormigón, visto su desarrollo inmediato en las fases de construcción.

El empleo de juntas de dilatación en la losa de cubierta y en la losa inferior y la separación entre juntas, se evaluará considerando la geometría y las tipologías estructurales adoptadas para los tramos sucesivos de túneles de la línea del metro.

#### **Variación uniforme de temperatura (T1.1)**

Hasta la fecha de hoy, en la ciudad de Quito se han registrado los siguientes valores extremos de temperatura:

- Valor máximo de la temperatura del aire: TMAX = 32°C
- Valor mínimo de la temperatura del aire: TMIN = 0 °C

#### **Retracción y fluencia (T1.2)**

Los efectos diferidos del hormigón tales como la retracción y la fluencia se determinarán en conformidad con las normativas americanas ACI 318-08 y AASHTO LRFD.

La humedad relativa media anual en Quito corresponde al 75%.

### **Asientos diferenciales (T2)**

La magnitud de los asientos que se manifiestan por debajo de las estructuras de cimentación depende de la rigidez de estas y de la compresibilidad de los suelos subyacentes. El control de los asientos ejerce un rol fundamental en la prevención de variaciones geométricas excesivas de la estructura.

Unos asientos uniformes pueden causar problemas geométricos pero no suelen generar esfuerzos adicionales en las estructuras; en cambio los asientos diferenciales y las distorsiones angulares, pueden suponer concentraciones de esfuerzos excesivos en las estructuras.

En ambos casos es necesario limitar la magnitud de los desplazamientos dentro de los siguientes límites:

- Desplazamientos en el corto plazo → 5 mm
- Desplazamientos en el largo plazo → 10 mm

### **Sobrecargas de uso (L)**

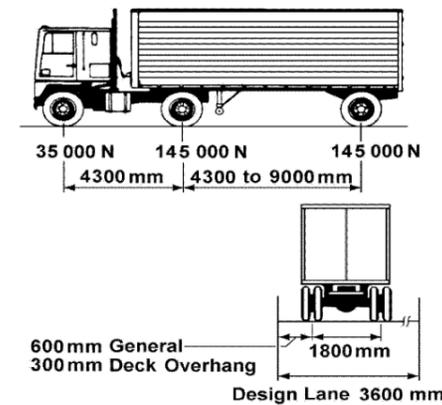
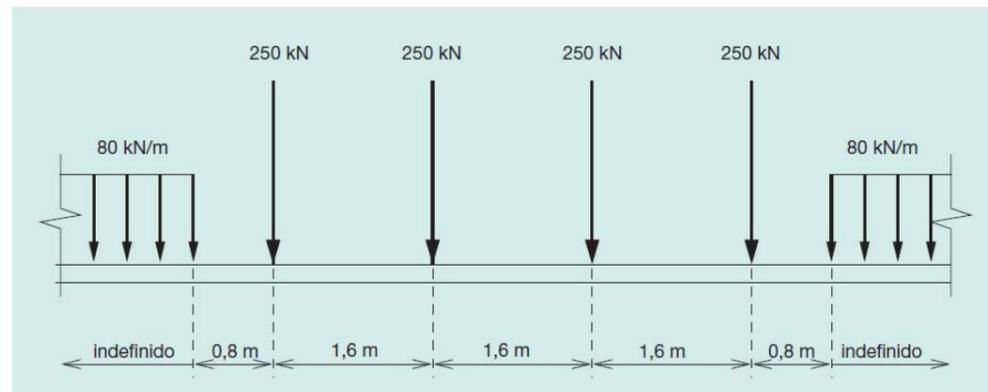
Las sobrecargas de uso dependen de la ocupación a la que están destinados los espacios, y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras.

En el caso de los túneles entre pantallas del metro de Quito se considerarán las dos siguientes sobrecargas:

- Sobrecargas de uso de la doble vía del metro de Quito.
- Sobrecargas de tráfico vehicular en la cubierta.
- Sobrecargas Puntuales para el arrastre de la tuneladora. Se evalúa en dos cargas de 45ton/ml, en una longitud de 9,00m (Longitud de la tuneladora. Peso de Tuneladora 800Ton.
- Sobrecarga del metro en plataforma (L)

La carga estática producida por el peso de los vehículos del metro sobre un vía se asimilará a la del tren UIC71, en conformidad con la instrucción IAPF07. En los modelos de cálculo, se considerará la actuación de 4 ejes de 250 kN cada uno separados longitudinalmente entre sí 1,60 m y una sobrecarga uniforme de 80 kN/m extendida en la longitud y posición más desfavorable.

Esta sobrecarga se podrá extender en cualquier posición a ambos lados de los ejes mencionados anteriormente, salvo en los 6,40 m ocupados por estos. La disposición de las cargas y los valores característicos de las cargas verticales se toman como se indica en la siguiente figura.



Número de vías cargadas	Factores de presencia múltiple
1	1.20
2	1.00
3	0.85
> 3	0.65

Por lo tanto se puede asumir que este sea el tren de diseño de la losa inferior y de las contra-bóvedas de los túneles entre pantallas. En ambos casos se considerará un coeficiente de impacto unitario.

Todas las sobrecargas de tráfico deben mayorarse por el coeficiente de clasificación  $\gamma=1,21$ .

**Sobrecargas de tráfico vehicular en cubierta (Lr)**

Para el diseño de la losa de cubierta de los túneles entre pantallas se adoptarán las siguientes dos hipótesis de cargas de tráfico vehicular:

**HIPÓTESIS 1 → VEHICULO PESADO HS-MOP.**

El Ministerio de Transporte y Obras Publicas de Ecuador recomienda la aplicación de un camión semirremolque HS-MOP, con una carga por ruedas de 2,5 t en el eje delantero y 10,0 t en los ejes intermedio y trasero, dando un peso total de 45,0 t. La separación entre ejes es de 4,20 m en sentido longitudinal y 1,80 m en sentido transversal.

**HIPÓTESIS 2 → VEHICULO PESADO HL-93 + SOBRECARGA REPARTIDA.**

El tren de cargas de la normativa americana AASHTO LFRD, consiste en la aplicación del vehículo pesado HL-93 descrito en la figura de abajo (apartado 3.6.1.2.2.), y una sobrecarga lineal uniforme de 9.5 kN/m (apartado 3.6.1.2.4.), que se puede repartir transversalmente en un ancho de 3m. El número de carriles a considerar según la AASHTO LFRD corresponde a la parte entera del ratio  $W/3600$ , donde W es el ancho en mm de la estructura de cubierta. La solicitación pésima se obtendrá considerando las posibles combinaciones de carriles cargados, multiplicando el conjunto de cargas por los factores de presencia múltiple indicados en la Tabla 3.6.1.1.2-1 de la AASHTO LFRD.

Las solicitaciones que se consideran son las mayores obtenidas entre el camión HS-MOP y el tren de cargas AASHTO LFRD.

Para el cálculo de las pantallas perimetrales, se considerará una sobrecarga uniforme de tráfico de 20 KN/m<sup>2</sup> sobre los terraplenes laterales.

Se suponen despreciables los efectos dinámicos de un tráfico vehicular de tipo urbano sobre una cubierta materializada por una losa maciza con un recubrimiento de mínimo 1m; por lo tanto no se utilizará amplificaran por un coeficiente de impacto dinámico.

**Sobrecargas en fases constructivas (CL)**

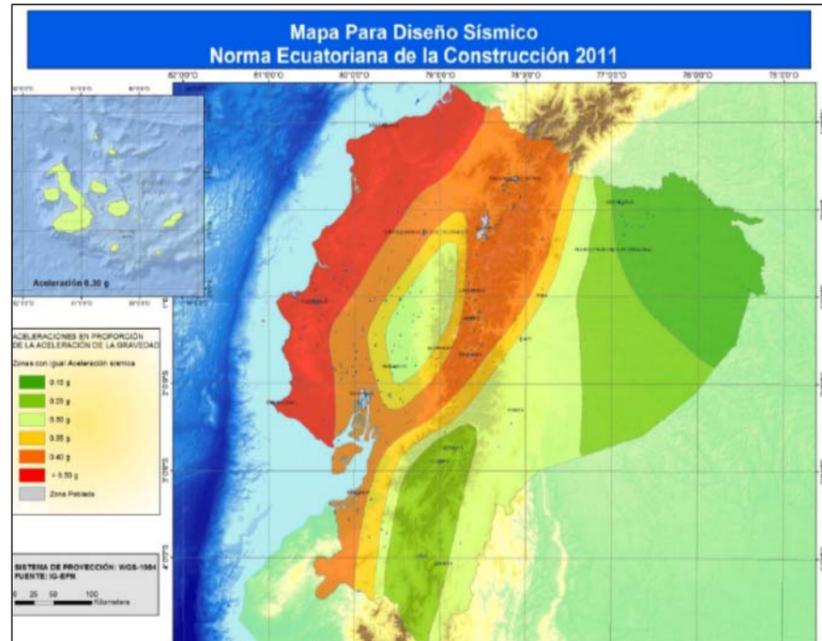
Se estudiará la evolución de las acciones que actúen en cada una de las fases constructivas, y de sus efectos en las estructuras de los túneles entre pantallas.

En todas las fases constructivas se adoptará una sobrecarga variable uniformemente repartida de 20 KN/m<sup>2</sup>.

**Carga del sismo (E).**

La ciudad de Quito se ubica en un contexto de tectónica activa debido a la subducción de la placa de Nazca bajo la placa Suramericana. Se trata de una zona de compresión N80E con presencia de fallas activas que confieren a la ciudad un alto potencial sísmico.

Los capítulos 2 y 3 de la NEC-11 representan la normativa de referencia para el diseño y la evaluación de la vulnerabilidad sísmicas de las estructuras en Ecuador. Tal y como reflejado en la NEC-11, el riesgo sísmico existente en la ciudad de Quito es de los más elevados en Ecuador. De hecho, la ciudad de Quito se localiza dentro de la zona Z=V del Mapa de Zonas Sísmicas de Ecuador (Figura 2.1 en Cap. 2 – NEC-11), cuya aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño es de  $a_{MAX} = 0.40\text{-g}$ .



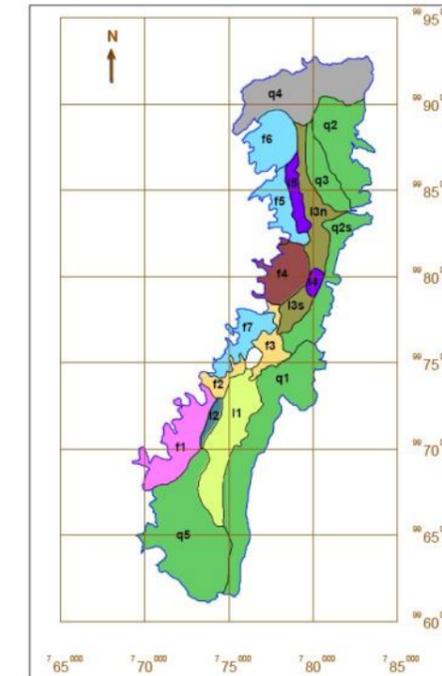
Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño; valor del factor Z

Zona Sísmica. Z	I	II	III	IV	V	VI
Aceleración sísmica máxima. $a_{MAX}$	0,15-g	0,25-g	0,30-g	0,35-g	0,40-g	≥0.50-g
Caracterización de la acción sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Esta elevada aceleración sísmica viene amplificada por la mala calidad de los suelos existentes, especialmente en el sector Norte de la ciudad.

En este sentido, durante las últimas décadas se han realizado en la ciudad de Quito distintas clasificaciones de los suelos en función de su riesgo sísmico, tales como se muestra en los 2 siguientes mapas elaborados por EPN et al. (1994) y Valverde et al. (2002).



Zonas de suelos en la ciudad de Quito. EPN et al (1994).

Los materiales señalados con la letra q corresponden a cenizas volcánicas con formaciones de tobas (cangahua) presentes en el lado Este de la ciudad de Quito.

Los materiales señalados con la letra l corresponden a depósitos lacustres pertenecientes a la antigua laguna cuaternaria instalada al Sur, Centro y Norte de la ciudad de Quito, donde se asienta la mayor población de la ciudad.

Los materiales señalados con la letra f corresponden a depósitos aluvio-coluviales, tales como conos de deyección procedentes de los flancos orientales del Pichincha. Finalmente, el sector no nombrado con ninguna letra y de color blanco corresponde al domo del Panecillo, correspondiente a un edificio volcánico constituido por lavas y piroclastos soldados.

De modo concreto, el trazado de la Línea 1 de Metro afectará fundamentalmente a las unidades l3n, f4, l3s, f3 y l1.

En la tabla 2.3 de la NEC-11 se definen 6 tipos de perfiles de suelo, que determinarán la forma del espectro elástico de diseño. La definición de los parámetros geotécnicos necesarios para la clasificación del suelo se realizará en el informe geotécnico, en conformidad con los párrafos de 2.5.4.6 y 2.5.4.9 de la NEC-11.

Tabla 2.3. Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s $> \bar{V}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760$ m/s $> \bar{V}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50.0$ $\bar{S}_u \geq 100$ KPa ( $\approx 1$ kgf/cm <sup>2</sup> )
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360$ m/s $> \bar{V}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100$ kPa ( $\approx 1$ kgf/cm <sup>2</sup> ) $> \bar{S}_u \geq 50$ kPa ( $\approx 0.5$ kgf/cm <sup>2</sup> )
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\bar{V}_s < 180$ m/s
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	<b>IP &gt; 20</b> <b>w</b> $\geq 40\%$ $\bar{S}_u < 50$ kPa ( $\approx 0.50$ kgf/cm <sup>2</sup> )
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.9). Se contemplan las siguientes subclases: <b>F1</b> —Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. <b>F2</b> —Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ( <b>H</b> >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). <b>F3</b> —Arcillas de muy alta plasticidad ( <b>H</b> >7.5 m con índice de Plasticidad <b>IP</b> >75) <b>F4</b> —Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ( <b>H</b> >30m) <b>F5</b> —Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte. <b>F6</b> —Rellenos colocados sin control ingenieril.	

**Espectro elástico de diseño en aceleraciones**

Según indica el capítulo 2 de la NEC-11 “Peligro sísmico y requisitos mínimos de cálculo para diseño sismo-resistente”, el sismo de diseño es aquel que tiene una probabilidad de presentarse del 10% en 50 años, lo que corresponde a un periodo de retorno de 475 años.

El espectro de respuesta elástico de diseño en aceleraciones se expresa como fracción de la aceleración de la gravedad Sa, así como indicado en la Figura 2.3 de la NEC-11 y obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 0.05.

El coeficiente Sa depende del factor de zona sísmica (factor Z), del tipo de suelo en el sitio de emplazamiento de la estructura, y de los factores Fa, Fd y Fs en las Tablas 2.5, 2.6 y 2.7 de la NEC-11. Adicionalmente se amplificará la aceleración del sismo de diseño por un **factor de importancia I = 1,30**, por ser los túneles entre pantallas “edificios” de ocupación especial.

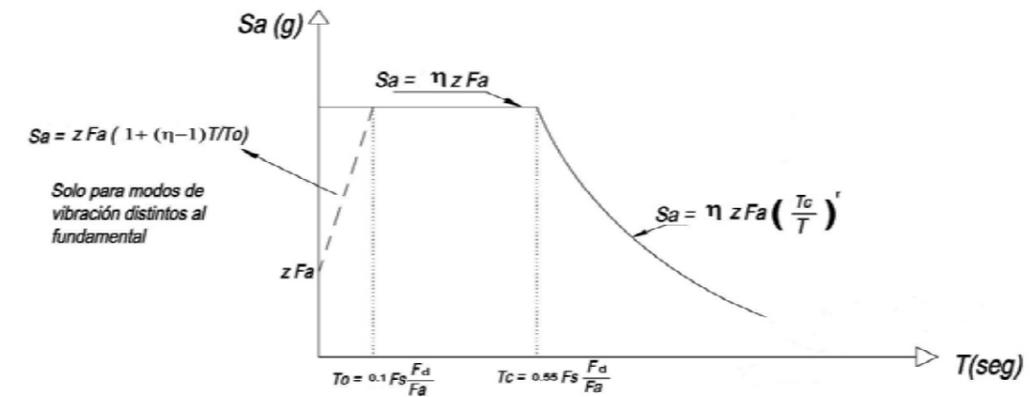


Figura 2.3 de NEC-11 → Espectro sísmico elástico de aceleraciones

Tabla 2.5. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.15
E		1.8	1.5	1.4	1.28	1.15	1.05
F		ver nota					

Tabla 2.6. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D		1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F		ver nota					

**Tabla 2.7. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo  $F_s$**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	I	II	III	IV	V	VI
A	0.15	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.25	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.30	1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D	0.35	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E	0.40	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	≥0.5	ver nota					

Nota: Para los suelos tipo F no se proporcionan valores de  $F_a$ ,  $F_d$  ni de  $F_s$ , debido a que requieren un estudio especial conforme lo estipula la sección 2.5.4.9.

Las ecuaciones que definen la ley son:

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ para } T > T_c$$

Donde:

Exponente r, dependiente del tipo de suelo:

- $r=1.0$ , para los suelos A, B o C ;
- $r=1.5$ , para los suelos D o E.

Factor  $\eta = S_a/Z$  de amplificación espectral regional:

- $\eta = 2.48$ , en las provincias de la Sierra (como Pichincha).

Los límites para el periodo de vibración  $T_C$  y  $T_L$  se obtienen de las siguientes expresiones:

$$T_C = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}; \quad T_L = 2.4 F_d$$

No obstante, para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de  $T_L$  se limitaran a un valor máximo de 4 segundos.

Para análisis dinámico y, únicamente para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo fundamental, el valor de  $S_a$  debe evaluarse mediante la siguiente expresión, para valores de periodo de vibración menores a  $T_0$ :

$$S_a = Z F_a \left(1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0}\right) \text{ para } T \leq T_0$$

$$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Si de estudios de microzonificación sísmica del suelo de Quito (secciones 2.5.4.1, 2.5.4.9.1 y 2.5.4.9.2 del NEC-11), se establecen valores de  $F_a$ ,  $F_d$ ,  $F_s$  y de  $S_a$  diferentes a los establecidos en esta sección (apartados 2.5.4.8 y 2.5.5.1), se podrán utilizar los valores de los dichos estudios, prevaleciendo los de esta sección como requisito mínimo.

**REQUISITOS ESPECIALES PARA ESTRUCTURAS DE OCUPACIÓN ESPECIAL**

Según los apartados 2.6.4.3 y 2.9 de la NEC-11, en las estructuras de ocupación especial se debe elevar el nivel de seguridad al fin que permanezcan operativas o que puedan seguir brindando servicio parcial o total luego de la ocurrencia de un sismo severo.

Para ello, se tienen que cumplir los siguientes 2 requisitos:

**REQUISITO 1 → CONTROL DEL NIVEL DE FUERZA/ACELERACIÓN CON SISMO  $T_r = 475$  años.**

En el apartado 2.9.2.2 de la NEC-11, se requiere que las estructuras de ocupación especial sean diseñadas adoptando un el nivel de fuerzas sísmicas no menor al que se obtiene aplicando el espectro de diseño en aceleraciones, ni menor a aquel que resulte de utilizar la aceleración máxima y las aceleraciones espectrales máximas esperadas en la ciudad de Quito, obtenidas a partir de las curvas de peligro sísmico de la sección 2.5.3 de la NEC-11 para un periodo de retorno de 475 años (probabilidad anual de excedencia 0.002).

Para el caso del cálculo de fuerzas a partir de la información de las curvas de peligro sísmico, dichas fuerzas no requieren ser modificadas por el factor de importancia I.

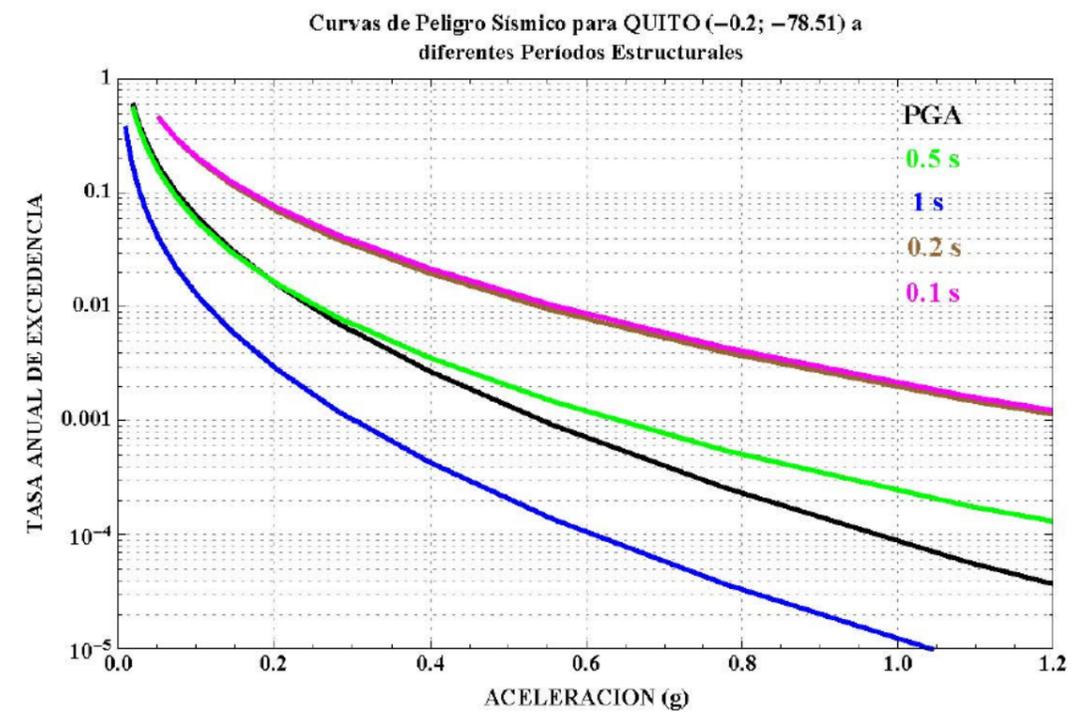


Figura 2.2.3 de NEC-11 → Curvas de peligro sísmico, Quito

Resumiendo, para estructuras enterradas y perfiles de suelos del tipo A al tipo E, se obtiene:

Factor de amplificación sísmica del tipo de terreno:

**$F_a.max = 1.20$**

Aceleración Máxima de la roca en la zona sísmica de Quito:

**$Z.1 = 0.40g$**

Aceleración de la roca en base a la curva de peligro de Quito:

$$Z.2 = 0.45g$$

Aceleración del suelo según espectro elástico:

$$ag.1 = Z.1 \cdot I \cdot Fa.max = 0.624g$$

Aceleración del suelo según curva de peligro:

$$ag.2 = Z.2 \cdot Fa.max = 0.48g$$

Aceleración sísmica del suelo relativa a un sismo de periodo de retorno T=475 años. Como se puede comprobar este valor se obtiene como producto del factor de amplificación por Tipo de Terreno y por la aceleración máxima de Roca, obtenida esta última como el máximo valor entre la obtenida de la Zona Sísmica y la obtenida de la Curva de Peligro.

$$ag = \max(ag.1; ag.2) = 0.624g$$

Para perfiles de suelo de tipo F se recomienda el un tratamiento adecuado que lo convierta al menos a un perfil de suelo de tipo E. El tipo de tratamiento se describe en el apartado de Geotecnia.

#### **REQUISITO 2 → DESEMPEÑO SÍSMICO EN CASO DE SISMO CON Tr = 2500 años**

En el apartado 2.9.2.3 de la NEC-11, se demanda la comprobación de un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico, que impida el colapso de la estructura ante un terremoto con periodo de retorno de 2500 años (probabilidad anual de excedencia 0.0004 en las curvas de peligro sísmico mostradas anteriormente).

La caracterización y el procedimiento de comprobación de este nivel de desempeño sísmico se describen en el capítulo 3 de la NEC-11, "Evaluación Sísmica de Estructuras".

Resumiendo, para estructuras enterradas y perfiles de suelos del tipo A al tipo E, se obtiene:

Factor de amplificación sísmica del tipo de terreno:  $Fa.max = 1.20$

Aceleración de la roca en base a la curva de peligro de Quito:  $Z = 0.70g$

Aceleración sísmica del suelo relativa a un sismo con periodo de retorno T=2500 años. Como se puede comprobar este valor se obtiene como producto del factor de amplificación por Tipo de Terreno y por la aceleración máxima de Roca, obtenida esta última del espectro.

$$ag = Z \cdot Fa.maz = 0.84g$$

Análogamente, para perfiles de suelo de tipo F se recomienda el un tratamiento adecuado que lo convierta al menos a un perfil de suelo de tipo E.

#### **EVENTO SÍSMICO EN FASES CONSTRUCTIVAS**

Para el cálculo de pantallas en fases provisionales de obra, se considerará la situación provisional de máxima excavación de cada nivel antes de la ejecución de la losa correspondiente a este.

Según el Eurocódigo 8, la acción sísmica en situación transitoria puede ser tomada como un 30% de la acción de diseño.

#### **COMPONENTE VERTICAL DEL EVENTO SÍSMICO**

El cálculo de las acciones sísmicas verticales será conforme al apartado 2.7.7.3 de la NEC-11. En el caso de la losa superior, el espectro elástico de respuesta y la frecuencia natural de vibración de la losa serán los datos de partida para la obtención de la aceleración horizontal sísmica. La componente vertical del sismo puede ser tomada como 2/3 de la horizontal.

A partir de las aceleraciones verticales de todos los sismos de diseño, se calcularán las correspondientes cargas estáticas sísmicas a aplicar en el modelo plano de la losa. Los efectos de estas acciones estáticas equivalentes se combinarán con las solicitaciones de las otras acciones según las combinaciones que se indican en los siguientes párrafos.

#### **2.2.4. Criterios de Seguridad**

##### **2.2.4.1. Introducción**

Para justificar la seguridad de las estructuras, objeto de este apéndice, y su aptitud en servicio, se utilizará el método de los estados límites.

Los estados límites se clasifican en:

- Estados límites últimos
- Estados límites de servicio

Cada componente estructural y conexión debe satisfacer la siguiente ecuación para cada estado límite.

$$U \leq Rr = \phi \cdot Rn$$

Donde:

- Efecto de cargas mayoradas U
- Resistencia nominal  $Rn$
- Resistencia requerida  $Rr$
- Factor de reducción de resistencia  $\phi$

##### **2.2.4.2. Factores de reducción de resistencia para el hormigón armado**

De acuerdo con el apartado 4.1.2 de la NEC-11, los factores de reducción de resistencia del hormigón son los siguientes:

- Secciones controladas por tracción (\*):  $\phi = 0.90$
- Tracción axial:  $\phi = 0.90$
- Secciones controladas por compresión (\*\*):
- Elementos con refuerzos transversales en espiral  $\phi = 0.75$
- Otros elementos reforzados  $\phi = 0.65$
- Cortante y torsión (\*\*):  $\phi = 0.75$
- Aplastamiento:  $\phi = 0.65$

Las definiciones de secciones controladas en compresión (\*\*) y en tracción (\*) se detallan en el apartado 10.3 Principios y requisitos generales de la norma americana ACI 318-08.

El factor de reducción de resistencia al corte (\*\*\*) es 0.60, para aquellos elementos en los cuales se permita diseñar para una capacidad en cortante menor al máximo correspondiente a la capacidad en flexión.

El factor de reducción de resistencia a considerar en caso de sismo de colapso (T = 2500 años) será unitario.

### 2.2.4.3. Estados Límites Últimos

Los estados límites últimos que se deben considerar son los siguientes:

- E.L.U. de estabilidad global o pérdida de equilibrio, por falta de estabilidad de una parte o de la totalidad de la estructura, considerada como un cuerpo rígido.
- E.L.U. de rotura, por deformación plástica excesiva, inestabilidad local o pérdida de estabilidad de una parte o de la totalidad de la estructura.
- 

### 2.2.4.4. Comprobaciones de estabilidad global de la sección del túnel

Las dos principales comprobaciones de estabilidad global o pérdida de equilibrio son:

- **COMPROBACIÓN DE FLOTABILIDAD.**

Se trata de la comprobación de equilibrio vertical de la sección global del túnel a la hora de dejar de bombear, o, en general, cuando a la máxima sub-presión del agua se opongan la suma mínima de cargas gravitatorias. Las acciones verticales estabilizadoras se multiplicarán por un coeficiente de reducción 0.90, mientras que el factor de los empujes verticales del agua será considerado unitario. La comprobación se considerará cumplida con un coeficiente de estabilidad global  $FS > 1.00$ .

Comprobaciones de estado límite de agotamiento de las secciones de hormigón armado

Los estados límite últimos a comprobar en las estructuras de hormigón armado que componen los túneles entre pantallas son los siguientes.

### 2.2.4.5. Estado límite de agotamiento por solicitaciones normales

La comprobación de este estado límite se realizará mediante un análisis de la sección asumiendo una distribución lineal de deformación unitaria y un diagrama de tensiones de compresión conforme al capítulo 10 de la ACI-318S, y al apartado 10 del CPE INEN 5 parte 2.

### Estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante

La comprobación del estado límite por esfuerzo cortante se realizará según el apartado 11.1 de la norma CPE INEN 5 parte 2, y el capítulo 11 de la norma ACI-318S. Estado límite de agotamiento por punzonamiento

La comprobación estructural de una losa a punzonamiento se realizará siguiendo las indicaciones del apartado 11.11 de la norma CPE INEN 5 parte 2, y del apartado 11.11 de la norma americana ACI-318S.

### Estado límite de agotamiento por rasante

Las juntas a rasante entre hormigones se comprobarán según el apartado 11.6 de la norma ACI-318.

Indicaciones para el dimensionamiento y la disposición de las armaduras

En la siguiente tabla se indican las normativas de referencia para el dimensionamiento y la disposición de los refuerzos de armaduras en hormigón.

ASUNTO	NORMATIVA DE REFERENCIA
Armadura mín. admisible a flexión	NEC-11, apartados 4.2.3 y 4.2.4
Armadura máx. y mín. a flexión compuesta	NEC-11, apartado 4.3.3
Armaduras mínima y disposición de armadura a cortante	CEP INEN 5 Parte 2, capítulo 11
Separación mín. y máx. en armado	CEP INEN 5 Parte 2, apartado 7.6
Recubrimientos mínimos	CEP INEN 5 Parte 2, apartado 7.7
Redistribución de momentos negativos en elementos continuos	CEP INEN 5 Parte 2, apartado 8.4
Longitud de anclaje del armado	CEP INEN 5 Parte 2, apartado 12.2
Longitud de solape del armado	CEP INEN 5 Parte 2, apartado 12.15

Para el diseño de todos los elementos estructurales de hormigón armado, se seguirán las recomendaciones del capítulo 21 de la CPE INEN 5 - Disposiciones especiales para el diseño sísmico.

### 2.2.4.6. Estados Límites de Servicio

Los estados límite de servicio que se deben comprobar en las estructuras de hormigón armado que componen los túneles entre pantallas son:

**Estado límite de fisuración**

Se dispondrá la armadura necesaria para evitar la abertura excesiva de las fisuras en los elementos de hormigón armado. Se mantienen las aberturas de fisuras dentro de rangos compatibles con las exigencias de durabilidad, funcionalidad, estanqueidad y apariencia requeridas por la normativa de referencia.

El control de la fisuración se hará de acuerdo con la norma CPE INEN 5 (artículo 10.6). Salvo en el caso de ambientes agresivos, no se realizará controlando la apertura de fisura, sino a través de la limitación del coeficiente Z que depende de la tensión a la que está sometido el acero de refuerzo, del calibre y la separación de las barras.

En caso de las condiciones de exposición más severas, será necesario recurrir a las recomendaciones de aberturas de fisura máxima que establece ACI 224 en el artículo 4.4., en función de la agresividad del medio.

No se controlarán las aberturas de fisuras que se producen durante el evento sísmico.

**Estado límite de deformación**

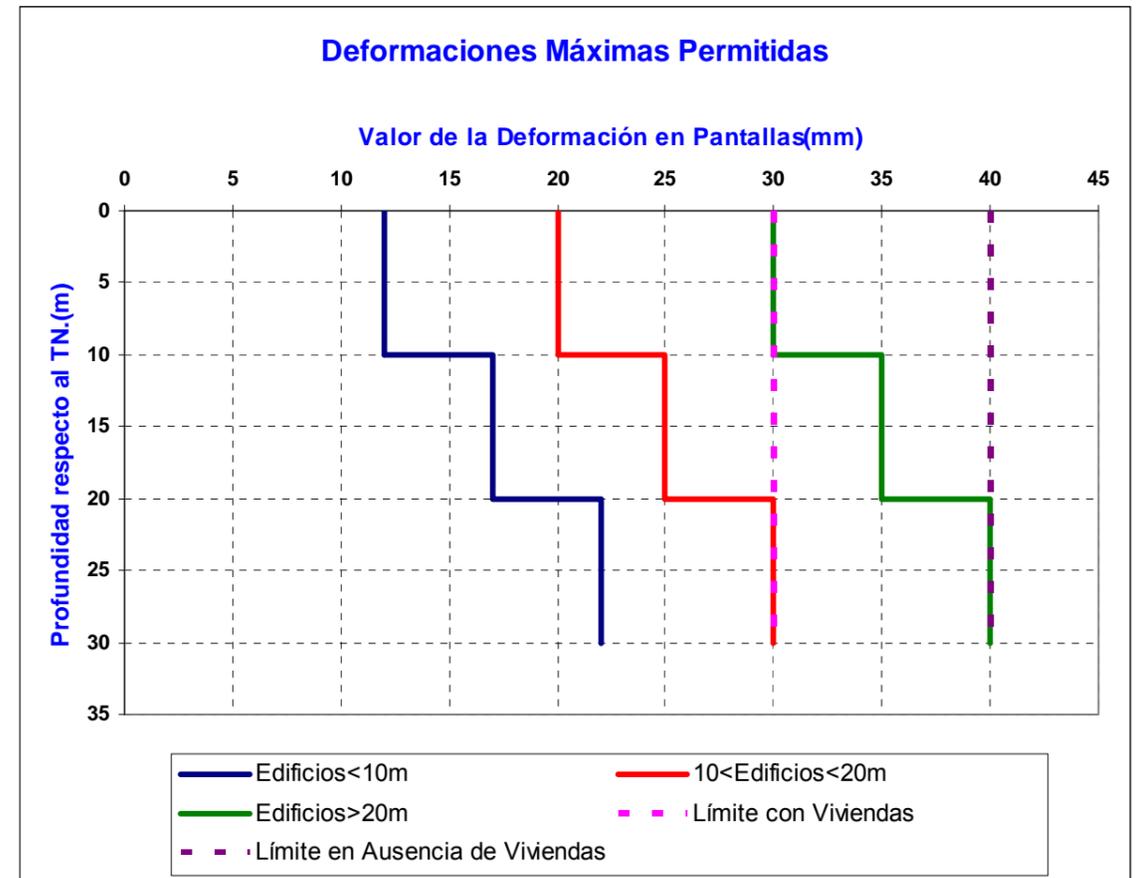
Todos los elementos sujetos a flexión se diseñarán para tener una rigidez adecuada al fin de limitar las deformaciones que pudieran afectar negativamente a las resistencias o al funcionamiento de las estructuras de los túneles entre pantallas y de los edificios colindantes.

**CONTROL DE DEFLEXIONES EN LAS LOSAS**

Se seguirán las metodologías de cálculo y las limitaciones recomendadas en el apartado 9.5 de la norma CPE INEN 5 Parte 2 y en capítulo 9.5 de la ACI-318S.

**CONTROL DE DEFLEXIONES EN LAS PANTALLAS**

Para limitar el riesgo de afección a las edificaciones o estructuras cercanas, en el dimensionamiento estructural de las pantallas se debe comprobar que el máximo desplazamiento horizontal no excede los siguientes valores:



El módulo de elasticidad del hormigón para el cálculo de las deformaciones en pantallas debe ser el indicado en el apartado de materiales.

No se controlará las deformaciones horizontales que se desarrollan durante el evento sísmico.

**2.2.4.7. Comprobación del Pasivo Movilizado.**

El empotramiento de la pantalla deberá ser tal que la relación pasivo movilizado/pasivo máximo no exceda del 75% en situaciones de servicio y como máximo un 85% en situaciones transitorias (no se contempla las fases sísmicas).

No obstante y debido a que se realiza un control de deformación de las pantallas, para minimizar la afección a edificios, esta condición podrá relajarse hasta un límite de 90%.

En cualquier caso la clava de las pantallas oscilará entre los 5 metros, como valor mínimo.

**2.2.5. Combinaciones de Carga.**

**2.2.5.1. Combinaciones en Estado Límite Último (no sísmicas).**

De acuerdo con el apartado 1.1.6.3 de la NEC-11 (Combinaciones de cargas utilizando el diseño por resistencia), el diseño de las estructuras, de sus componentes y de las

cimentaciones debe hacerse de tal forma que sus resistencias de diseño iguallen o excedan los efectos producidos por las cargas mayoradas en las siguientes dos combinaciones:

TABLA DE COMBINACIONES EN ELU											
Id	D	H(1)	F(1)	L	Lr	E	Fa	R	S	T	W
E1	1.4	1.6	1.4								
	1.4	0.9	1.4								
E2	1.2	1.6	1.2	1.6	0.5						
	1.2	0.9	1.2	1.6	0.5						
E3	1.2	1.6	1.2	1	1.6						
	1.2	0.9	1.2	1	1.6						
E4	1.2	1.6	1.2	1	0.5						
	1.2	0.9	1.2	1	0.5						
E5	1.2	1.6	1.2	1		1					
	1.2	0.9	1.2	1		1					
E6	0.9	1.6									
	0.9	0.9									
E7	0.9	1.6	0.9			1					
	0.9	0.9	0.9								

#### SIMBOLOGÍA:

D: Carga Permanente

E: Carga de Sismo

F: Carga de Fluidos (Subpresión)

Fa: Carga Inundación

H: Carga Lateral del Suelo

L: Sobrecarga

Lr: Sobrecarga Cubierta

R: Carga de Lluvia

S: Carga de Granizo

T: Cargas debidas a Temperatura

W: Carga de Viento

#### NOTAS:

(1) Esta carga puede o no estar presente

- Cuando sea aplicable los efectos de la carga **T** en las estructuras, en la combinación con otras cargas, se debe utilizar un factor de incremento igual o mayor a  $\gamma_T = 1.0$ .

El efecto más desfavorable puede ocurrir cuando una o varias de las cargas no actúen.

#### 2.2.5.2. Combinaciones en Estado Límite de Servicio

De acuerdo con el apartado 1.1.6.4 de la NEC-11 (*Combinaciones de cargas nominales utilizando el diseño por el método de esfuerzos de trabajo*), las cargas aplicables serán combinadas mediante las siguientes expresiones y se deberá utilizar la que produzca el efecto más desfavorable en la estructura, cimentación o en el elemento estructural que está siendo considerado.

TABLA DE COMBINACIONES EN ELS											
Id	D	H(1)	F(1)	L(1)	Lr(1)	E	Fa	R	S	T	W
S1	1	1	1								
	1	0.9	1								
S2	1	1	1	1							
	1	0.9	1	1							
S3	1	1	1		1						
	1	0.9	1		1						
S4	1	1	1	0.75	0.75						
	1	0.9	1	0.75	0.75						
S5	1	1	1			0.7					
	1	0.9	1			0.7					
S6	1	1	1	0.75	0.75	0.525					
	1	0.9	1	0.75	0.75	0.525					
S7	0.6	1									
	0.6	0.9									
S8	0.6	1	0.6			0.7					
	0.6	0.9	0.6			0.7					

No se considerará la contribución de las cargas de tipo **T**, en Estado Límite de Servicio. El efecto más desfavorable puede ocurrir cuando una o varias de las cargas no actúen.

### 2.2.5.3. Combinaciones sísmicas

La filosofía de diseño actual de este tipo de estructuras frente al sismo, consiste en la selección de dos escenarios diferentes de evento sísmico con la obra finalizada.

- **Sismo de colapso** (*Maximum Design Earthquake, MDE*). De acuerdo con los párrafos 2.9 y 3.2 de la NEC-11, para estructura de *ocupación especial* se deberá verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico, que impida el colapso de la estructura (nivel de prevención de colapso) ante un terremoto de 2500 años de periodo de retorno (probabilidad anual de excedencia de 0.0004 en las curvas de peligro sísmico de la sección 2.5.3 de la NEC-11). Según se recoge en el artículo 3.2 de la NEC-11, para estructuras de ocupación especial, se debe verificar la Prevención de Colapso ante amenaza sísmica.

Se garantizarán los siguientes niveles de desempeño sísmico (Tabla 3.2 de la NEC-11) con las combinaciones de carga indicadas en la columna derecha de la tabla.

NIVEL DE PREVENCIÓN DE COLAPSO (5E)	COMBINACIONES
Las estructuras se quedan muy cerca del colapso general, si bien pueden sufrir daños tales como fisuración generalizada y grandes deformaciones permanentes. Las columnas y los muros seguirán funcionando aún con una pequeña resistencia y rigidez residual. Eso es permitir una evacuación segura de los usuarios, para lo cual además de la estabilidad de las estructuras, deberá garantizarse que la estructura mantenga cierto nivel de impermeabilización. Se deberá fijar un valor para el caudal máximo admisible una vez sucedido el evento compatible con la evacuación segura. Además la estructura debe ser estable frente a fenómenos de flotación. Bajo este escenario se permite que las estructuras alcancen su plastificación y se produzcan rótulas (siempre sin causar mecanismos).	<p>De entre las dos combinaciones que se presentan a continuación, aquella que cause el efecto más desfavorable en la estructura deberá ser utilizada.</p> <p><b>1. <math>U = 1.1 (D + \gamma_H H + 0.25L) + F + E_{2500}</math></b></p> <p><b>2. <math>U = 0.9 (D + \gamma_H H + 0.25L) + F + E_{2500}</math></b></p> <p>Donde:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- <math>\gamma_H = 1.00</math>, si el efecto de <b>H</b> es desfavorable.</li> <li>- <math>\gamma_H = 0.60</math>, si el efecto de <b>H</b> es favorable.</li> <li>- <b><math>E_{2500}</math></b>: efecto del sismo con T = 2500 años.</li> </ul>

Se considerarán factores de reducción de resistencia unitarios  $\phi = 1$ .

- **Sismo de Estado Límite de Daño** (*Operating Design Earthquake, ODE*). De acuerdo con el párrafo 2.9 de la NEC-11, se deberá garantizar que la estructura permanezca operativa o que pueda seguir brindando servicio parcial o total luego de la ocurrencia de un sismo con 475 años de periodo de retorno (probabilidad anual de excedencia de 0.002). Además, las estructuras deberán estar diseñadas cumpliendo un nivel de fuerzas sísmicas no menor que las estipuladas en la sección 2.7.2 de la NEC-11, ni menor que aquellas que resulten de utilizar la aceleración máxima y las aceleraciones espectrales máximas esperadas en el sitio del emplazamiento de la estructura, obtenidas a partir de las curvas de peligro sísmico de la sección 2.5.3 de la NEC-11. Para el caso del cálculo de fuerzas a partir de la información de las curvas de peligro sísmico, dichas fuerzas no requieren ser modificadas por el factor de importancia I.

Se garantizarán los siguientes niveles de desempeño sísmico (Tabla 3.2 de la NEC-11) con las combinaciones de carga indicadas en la columna derecha de la tabla.

NIVEL OPERACIONAL (1A)	COMBINACIONES
<p>Se admiten fisuras menores en fachada, así como en elementos estructurales.</p> <p>Todos los sistemas importantes para una operación normal están en funcionamiento.</p>	<p>De entre las tres combinaciones que se presentan a continuación, aquella que cause el efecto más desfavorable en la estructura deberá ser utilizada.</p> <p><b>1. <math>U = 1.2 D + F + \gamma_H H + L + E_{475}</math></b></p> <p><b>2. <math>U = 0.9 D + F + \gamma_H H + E_{475}</math></b></p> <p>Donde:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- <math>\gamma_H = 1.60</math>, si el efecto de H es desfavorable.</li> <li>- <math>\gamma_H = 0.90</math>, si el efecto de H es favorable.</li> <li>- <b><math>E_{475}</math></b>: efecto del sismo con T = 475 años.</li> </ul>

Se considerarán factores de reducción de resistencia de acuerdo con el capítulo 5 de este informe.

Para la selección de la dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas, deben considerarse los efectos ortogonales, suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en las direcciones perpendiculares.

## 2.2.6. Análisis Estructural

### 2.2.6.1. Pantallas

#### CRITERIOS GENERALES

Las secciones de cálculo y sus correspondientes envolventes se recogen en el apéndice 1 del presente documento.

La metodología de cálculos de pantallas requiere que se efectúen 4 modelos paralelos:

- **Modelo A (S+W)**, en el que se modela la sección por medio de RIDO y en la cual no está disociados los esfuerzos debidos al empuje de agua y tierras.
- **Modelo B (S)**, sección de cálculo, en la cual se elimina de la ecuación los efectos del agua, deprimiendo el freático por debajo de la cota de pie de pantallas.
- **Modelo C (E475)**. Modelo en el que se evalúa el Racking para 475 años.
- **Modelo B (E2500)**. Modelo en el que se evalúa el Racking para 2500 años.

Una vez desarrollados los modelos de cálculo, por sustracción entre el A-B, se obtiene un **Modelo E**, que no es más que los esfuerzos asociados al empuje de aguas.

Adicionalmente, al poder obtener los esfuerzos por fases, se desglosan los diferentes modelos en:

- **Fases de Obra. Modelo B/E.1**
- **Fases de Servicio. Modelo B/E.2**
- **Fases de Fluencia. Modelo B/E.3**

Con todos estos resultados, se pueden realizar las envolventes de cálculos que se explicarán a continuación.

Para el cálculo de las pantallas, además de lo que ya se ha expuesto, habría que tener en consideración dos aspectos que se van a desarrollar a continuación:

#### INTERACCIÓN DINTEL-PANTALLA

Asociado al hecho de realizar una conexión que transfiera momentos entre el dintel y la pantalla, hace que se genere esfuerzos de flexión (negativos) tanto en pantallas como en el dintel.

Debido a que esta unión pertenece a un “marco”, que está rodeado por terreno (apoyos de winkler elasto-plásticos) y superpuesto a que el empotramiento perfecto no se puede alcanzar, ya que el máximo esfuerzo de flexión en cabeza del pórtico, viene determinado, no sólo por la relación entre inercias, sino que interviene el cociente entre gálibo vertical y horizontal del marco, y por tanto se ha tenido que realizar un proceso iterativo en el que se ha debido cuadrar los esfuerzos.

Más concretamente, se ha visto, que por el terreno que se tiene, los gálibos que se manejan, y teniendo en cuenta que el marco está rodeado por terreno, los esfuerzos del dintel se puede obtener de un “pórtico” con las siguientes características:

- Gálibo Horizontal según tramo puede ser 8.15 m, 12.15m y 12,40m.
- Gálibo Vertical, o altura de los hastiales, cuyo valor es de 10,00m.
- Espesor del dintel, oscila entre 80 a 100cm.
- Espesor de las pantallas, oscila según el valor del espesor del dintel, es decir de 80 a 100cm.

Lo que si se debe cumplir es que la suma en valor absoluto del momento negativo y positivo, debe alcanzar el valor del momento que se obtiene de una viga biapoyada con carga distribuida. Por ejemplo, para el denominado dintel 80\_1, cuyo gálibo horizontal libre es de 8.15m y apoya en pantallas de 80cm, sometido a su peso propio ( $0.80 \cdot 25\text{kN/m}^3$ ) y una carga muerta de tierras de 1,50m ( $1.50 \cdot 20\text{kN/m}^3$ ), se obtiene:

- **Mk-, ext(kN·m/ml): -250**
- **Mk+,cv(kN·m/ml): 257.43**
- **PL<sup>2</sup>/8=50\*8.95<sup>2</sup>/8=500.64kN·m/ml.**

Por tanto, en el cálculo de las pantallas, en cabeza se debe introducir un valor del momento que haga que los esfuerzos en cabeza sean los esfuerzos que se obtienen del modelo “pórtico” del dintel.

Momentos En Cabeza Debido A Las Cargas Sobre Dintel. (kN·m/ml)				
Id	D_pp+cm	L	Ev475	Ev2500
80_1	-250.09	-75.52	-105.29	-142.65
80_2	-250.09	-75.52	-105.29	-142.65
80_3	-250.09	-75.52	-105.29	-142.65
100_1	-221.11	-60.87	-92.46	-124.63
100_2	-524.06	-94.88	-219.15	-295.35
100_3	-446.72	-101.16	-228.63	-308.15

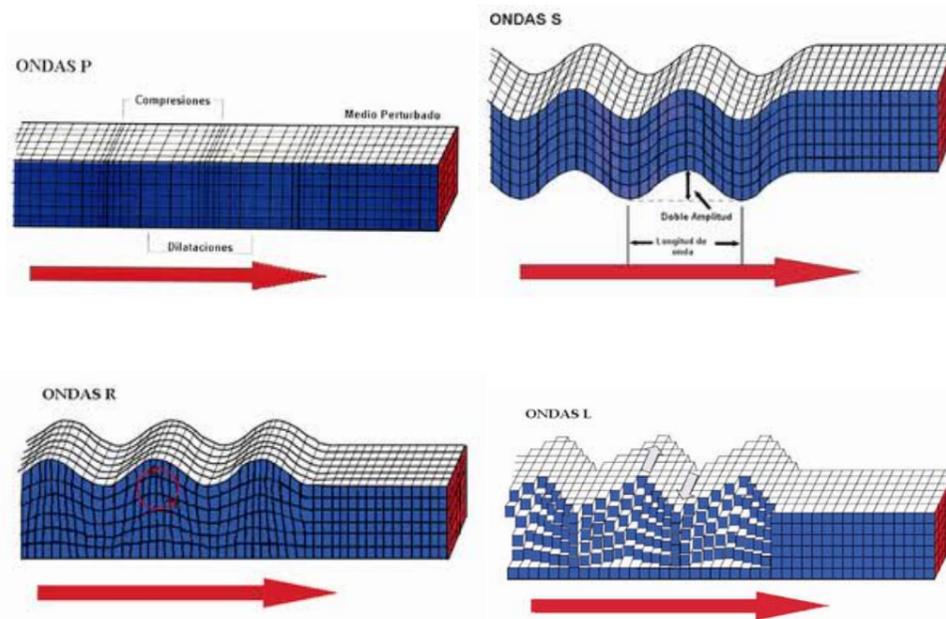
**SIMBOLOGÍA:**  
D\_pp+cm: Momento en cabeza inducido por las Cargas Permanentes en el Dintel  
L: Momento en Cabeza inducido por las Sobrecargas en el Dintel.  
Ev475: Momento en Cabeza inducido por el Sismo Vertical de 475 años.  
Ev2500: Momento en Cabeza inducido por el Sismo Vertical de 2500 años.

Además, el dintel, no sólo ejerce unos esfuerzos, sólo asociado las cargas muertas y sobrecargas, sino que adicionalmente, debido a los sismos verticales (se combina al 30% con el horizontal) se introducen las siguientes cargas sobre las pantallas.

**EFFECTOS DINÁMICOS (RACKING)**

Las ondas que se propagan como consecuencia de la excitación sísmica son de tres tipos: ondas de compresión, también llamadas longitudinales (ondas P) porque se propagan en la dirección de la onda; ondas transversales o de cizalla (ondas S) que se desplazan perpendicularmente a la dirección de propagación, y ondas superficiales, como son las denominadas ondas Rayleigh (ondas R), que provocan un movimiento elipsoidal en el plano vertical que pasa por la dirección de propagación, y ondas Love (ondas L), que se desplazan provocando un movimiento de cizalla que oscila solamente en el plano horizontal.

En las cimentaciones de las estructuras más superficiales, y las estaciones o los túneles más superficiales se pueden asemejar bastante, son en muchos casos las ondas más superficiales las causantes de los mayores daños.



Esquema de propagación de ondas sísmicas.

Como consecuencia de la incidencia del conjunto de ondas transmitidas por los terremotos, se producen unas distorsiones sobre la estructura que se pueden dividir en:

- **Deformaciones axiales y curvaturas.**

Estas deformaciones se desarrollan en un túnel con alineación horizontal o casi horizontal (la mayoría) cuando las ondas sísmicas se propagan tanto en paralelo como en sentido oblicuo al eje del túnel. Las consideraciones generales en el diseño del revestimiento del túnel para este tipo de deformaciones son básicamente en sentido longitudinal al eje del túnel. El

comportamiento del túnel en el medio es similar al de una viga embebida sujeta a las deformaciones / tensiones impuestas por el terreno.

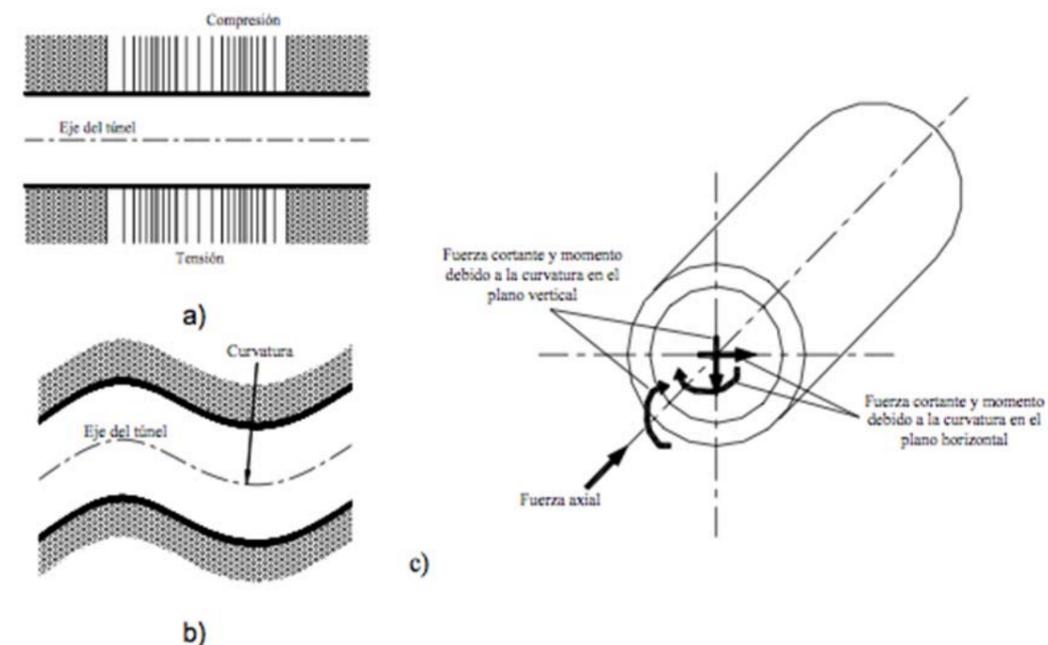
- **Distorsiones tipo Ovaling (túnel circular) o Racking (túnel rectangular).**

Estas distorsiones se pueden desarrollar cuando las ondas se propagan en una dirección perpendicular o casi perpendicular al eje del túnel, provocando una distorsión de la sección transversal del revestimiento. El comportamiento del revestimiento se puede simular como una estructura enterrada sujeta a las deformaciones del terreno en un modelo 2D con condición de tensión plana. Las distorsiones pueden ser causadas por ondas que se propagan en sentido vertical, horizontal u oblicuo, siendo las más desfavorables y condicionantes para el diseño del revestimiento las que se propagan en sentido vertical (que producen la sacudida en sentido horizontal).

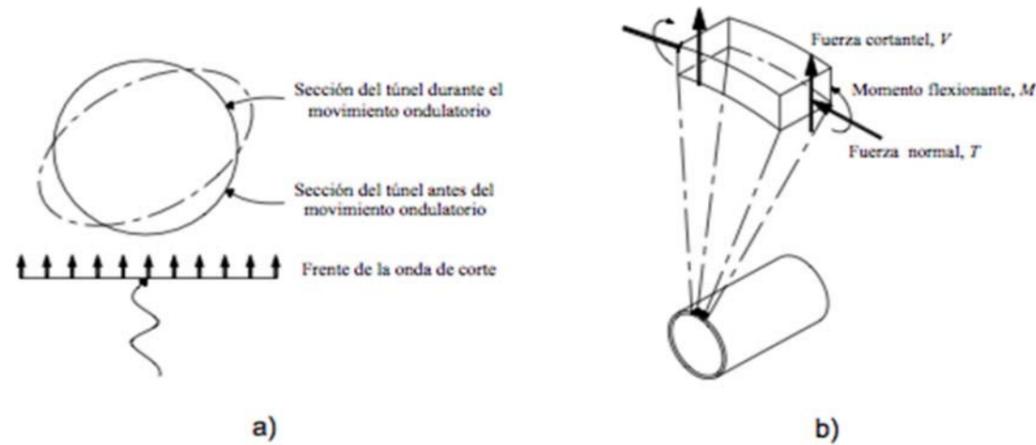
Como consecuencia de la distinta incidencia del conjunto de ondas transmitidas por los terremotos, los efectos en este tipo de estructuras son distorsiones, fuerzas y momentos en sentido longitudinal y transversal.

El método de las deformaciones de campo libre calcula las deformaciones del terreno causadas por las ondas producidas durante el evento sísmico en ausencia de la estructura. Estas deformaciones no tienen en cuenta la interacción entre la estructura enterrada y el terreno circundante, pero pueden proporcionar una primera estimación de la deformación de la estructura. Existen soluciones matemáticas determinadas para las ecuaciones que rigen estos movimientos.

A continuación se adjuntan los valores de la deformación y la curvatura que se producen en un túnel como consecuencia de las solicitaciones dinámicas, tanto las internas (ondas P y S) como las superficiales (ondas Rayleigh).



Esfuerzos en sentido longitudinal



Esfuerzos en sentido transversal

**DEFORMACIONES Y CURVATURAS DEBIDAS AL PASO DE LAS ONDAS SÍSMICAS.**

**FUENTE: ST. JOHN Y ZAHRAH**

TIPO DE ONDA	DEFORMACIÓN LONGITUDINAL	DEFORMACIÓN NORMAL	DEFORMACIÓN ANGULAR	CURVATURA
ONDAS P	$\epsilon_{1m} = \frac{V_p}{C_p} \cos^2 \phi$	$\epsilon_{1m} = \frac{V_p}{C_p} \sin^2 \phi$	$\gamma = \frac{V_p}{C_p} \sin \phi \cos \phi$	$K = \frac{a_p}{C_p^2} \sin \phi \cos^2 \phi$
Valores máximos	Para $\phi = 0^\circ$	Para $\phi = 90^\circ$	Para $\phi = 45^\circ$	Para $\phi = 35^\circ 16'$
ONDAS S	$\epsilon_{1m} = \frac{V_s}{2C_s} \cos \phi$	$\epsilon_{nm} = \frac{V_s}{2C_s} \sin \phi \cos \phi$	$\gamma_m = \frac{V_s}{C_s} \cos^2 \phi$	$K = \frac{a_s}{C_s^2} \cos^3 \phi$
Valores máximos	Para $\phi = 45^\circ$	Para $\phi = 45^\circ$	Para $\phi = 0^\circ$	Para $\phi = 0^\circ$

TIPO DE ONDA	DEFORMACIÓN LONGITUDINAL	DEFORMACIÓN NORMAL	DEFORMACIÓN ANGULAR	CURVATURA
ONDAS R (1)	$\epsilon_{1m} = \frac{V_{Rp}}{C_R} \cos^2 \phi$	$\epsilon_n = \frac{V_{Rp}}{C_R} \sin^2 \phi$	$\gamma = \frac{V_{Rp}}{2C_R} \sin \phi \cos \phi$	$K = \frac{a_{Rp}}{C_R^2} \sin \phi \cos^2 \phi$
Valores máximos	Para $\phi = 0^\circ$	Para $\phi = 90^\circ$	Para $\phi = 45^\circ$	Para $\phi = 35^\circ 16'$
ONDAS R (2)	$\epsilon_{1m} = \frac{V_{Rs}}{C_R}$	$\epsilon_n = \frac{V_{Rs}}{C_R} \sin \phi$	$\gamma = \frac{V_{Rp}}{C_R} \cos \phi$	$K = \frac{a_{Rs}}{C_R^2} \cos^2 \phi$
Valores máximos	Para $\phi = 90^\circ$	Para $\phi = 90^\circ$	Para $\phi = 0^\circ$	Para $\phi = 0^\circ$

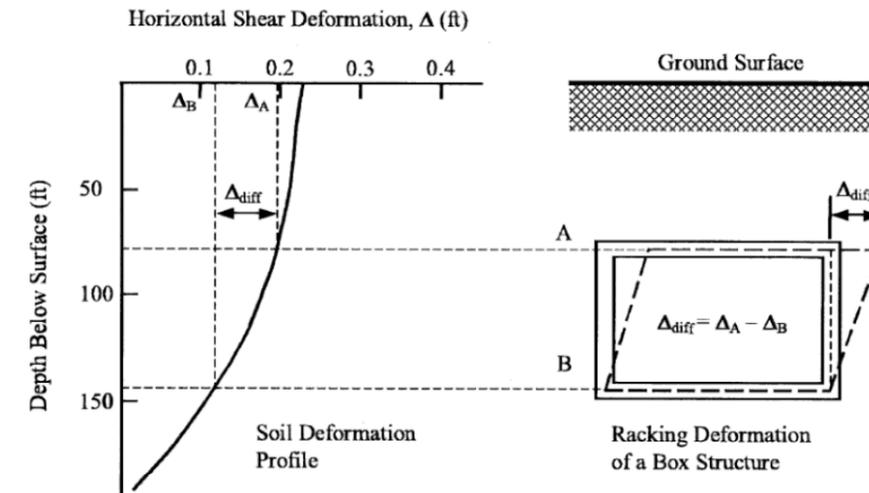
(\*) El subíndice m corresponde con valores máximos de deformación

(1) Componente de compresión; (2) Componente de corte

**Método de cálculo para la evaluación de los esfuerzos sobre la estructura.**

El método propuesto para la determinación de los esfuerzos sobre la estructura en el evento sísmico es el Método de diseño paso a paso considerando la interacción terreno estructura que está basado en la Teoría del Campo Libre, con la consideración de la interacción de rigideces entre el terreno y la estructura.

El método de diseño paso a paso considerando la interacción terreno estructura está ampliamente recogido en la bibliografía y es de aplicación para este tipo de estructuras.



### Procedimiento de diseño paso a paso considerando la interacción terreno-estructura.

Mediante un simple análisis con elementos tipo barra se puede obtener un diseño adecuado en estas estructuras rectangulares.

El procedimiento está basado en la teoría del campo libre pero tiene en cuenta la interacción de la estructura y el terreno mediante la determinación de unos coeficientes y de flexibilidad de racking.

El procedimiento consiste en:

- Dimensionamiento de la estructura frente a las acciones puramente estáticas (sin sismo).
- Estimación de la deformación de campo libre de las tensiones y deformaciones del terreno.  $\gamma = \frac{V_s}{C_s}$

Donde:

- $\gamma$  Distorsión angular del terreno debida a la onda transversal S.
- VS Velocidad máxima de la partícula.
- CS Velocidad efectiva de propagación de la onda de corte.
- H Distancia vertical entre los ejes de las losas.

La deflexión (racking) de la estructura según la teoría del campo libre es  $\Delta FF = \gamma \cdot H$

- Determinación de la rigidez relativa entre el terreno y la estructura.

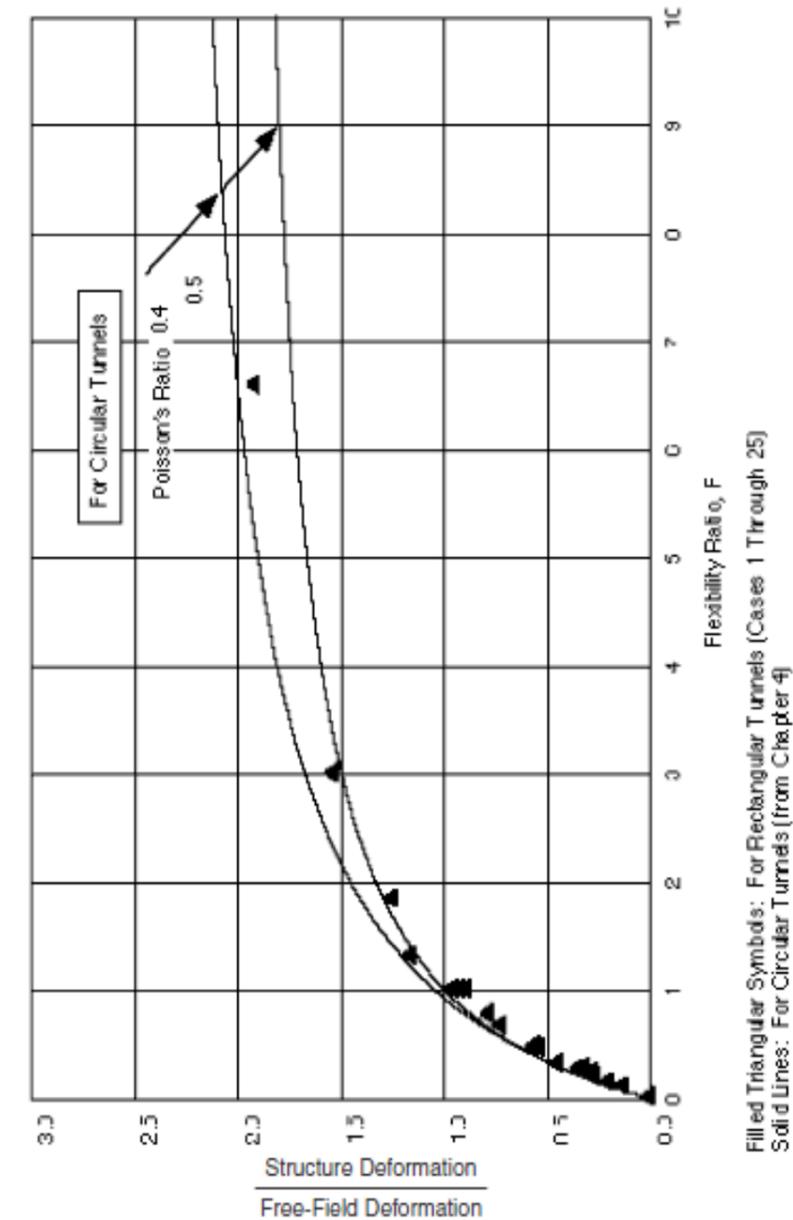
$$F = \frac{G \cdot L}{K_1 \cdot H}$$

Donde:

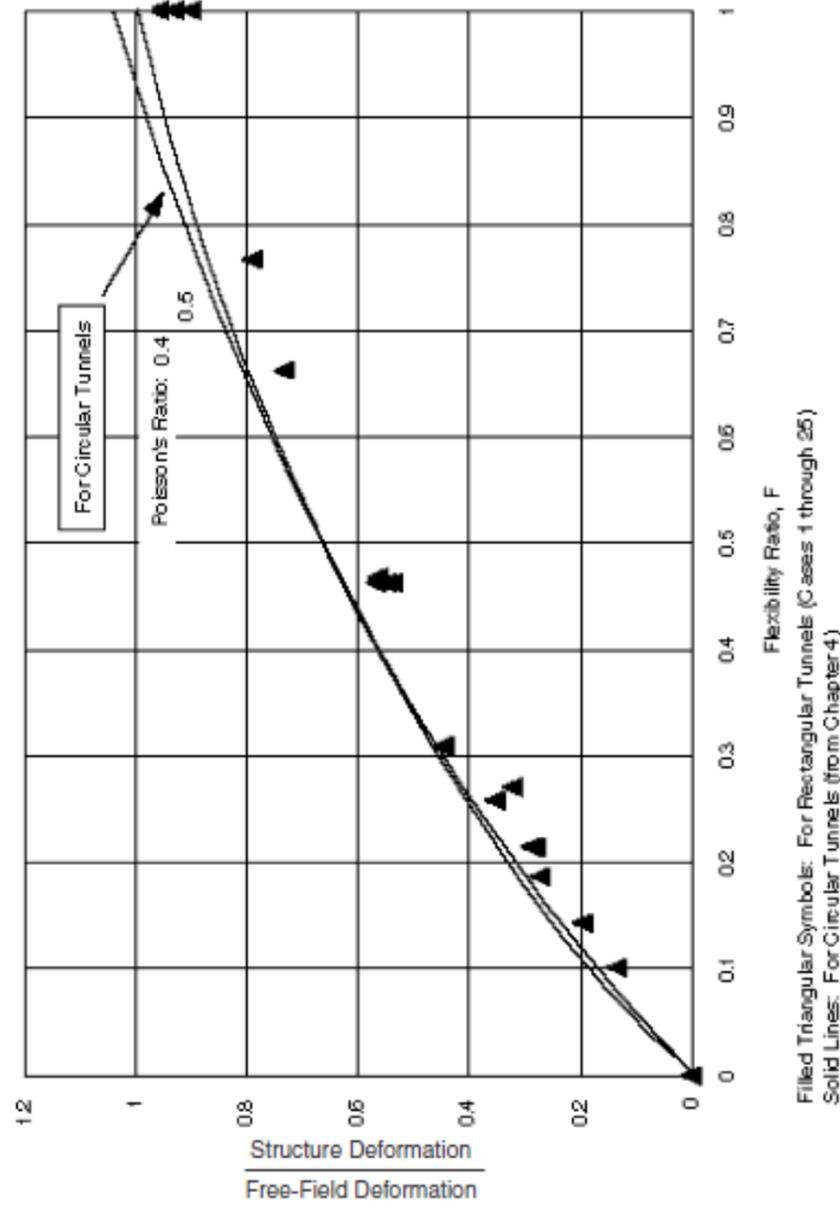
- F Factor de flexibilidad (F>1: estructura flexible; F≤1: estructura rígida).
- G Módulo de deformación a cortante del terreno.
- L Distancia horizontal entre los ejes de las pantallas.
- K1 Rigidez de la estructura = Fuerza que produce un racking unitario.

- Determinación del coeficiente de racking en base al factor de flexibilidad. Se utilizan los siguientes gráficos del libro "Seismic Design of Tunnels – A Simple State of the Art Design Approach" – Jaw-Nan Wang and Parsosns Brinckerhoff

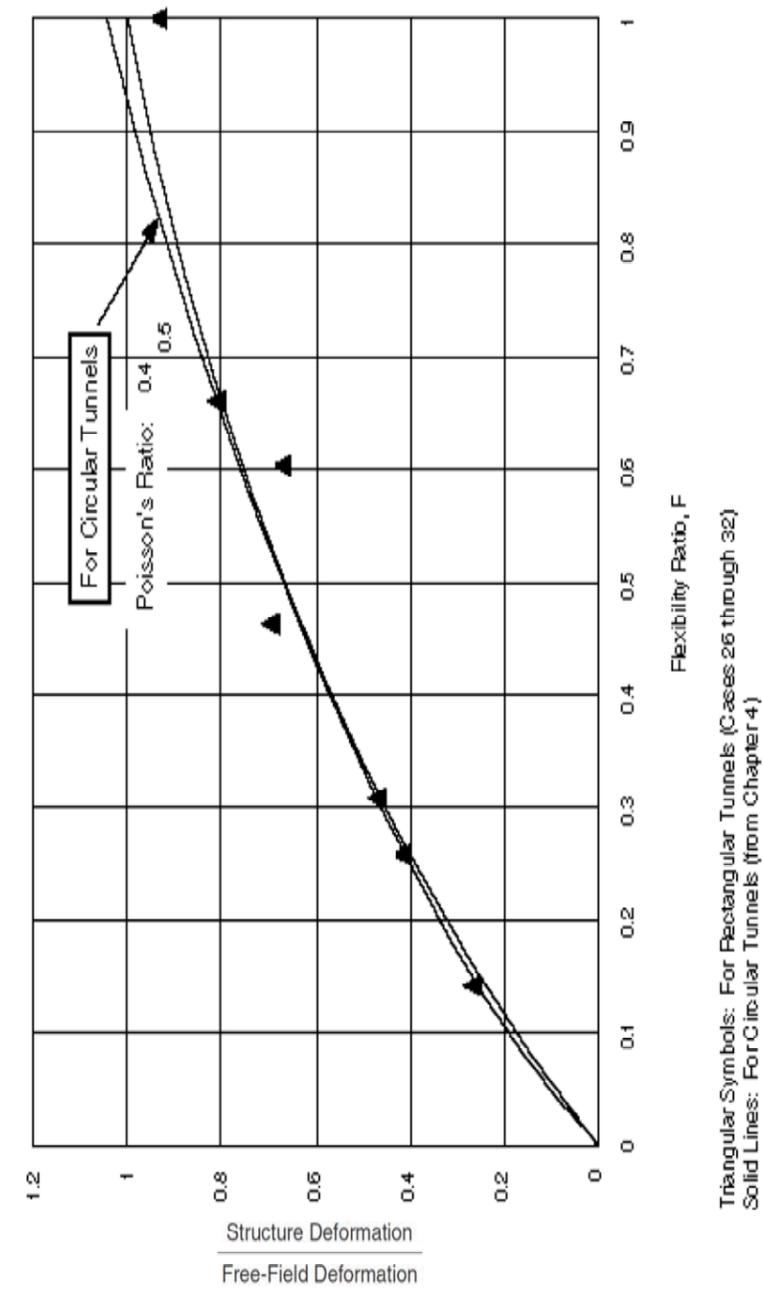
- Figure 34 Factor de flexibilidad F >1 (caso de estructura flexible).
- Figure 35 Factor de flexibilidad F <1 (caso de estructura rígida).
- Figure 37 Caso de la presencia de un estrato rígido próximo a la estructura.



**Figure 34.**  
**Normalized Structure Deflections**



**Figure 35.**  
**Normalized Structure Deflections**



**Figure 37.**  
**Normalized Structure Deflections**

- Calcular la distorsión actual de la estructura como el producto de la distorsión de campo libre y el coeficiente de racking calculado en (4).

$$\Delta \text{DIFF} = \Delta A - \Delta B = R \cdot \Delta \text{FF}$$

- Imponer a la estructura las deformaciones calculadas en (5) y obtener los esfuerzos debidos a las mismas.
- Sumar los esfuerzos de (6) con los calculados en (1).

#### **Observaciones adicionales para las estructuras horizontales del túnel**

No se debe olvidar que para las estructuras horizontales del túnel, como por ejemplo la losa superior (con su masa asociada), deberán sumarse a los efectos de racking (6a) los debidos al sismo vertical como estructura aislada (6b).

Esto es, deberán calcularse los esfuerzos debidos al sismo vertical (6b), mediante el correspondiente espectro elástico de respuesta, con las condiciones de contorno de la losa que se diseñen (losa simplemente apoyada en la pantalla o bien con rótulas plásticas) y sumar los esfuerzos de este cálculo a los obtenidos por racking (6 = 6a+6b).

#### **COMBINACIONES DE CÁLCULO.**

En la siguiente tabla se recogen las diferentes combinaciones de las hipótesis simples.

TABLA DE COMBINACIONES EN PANTALLAS.								
Id	E_OBRA_S	E_OBRA_W	E_SERV_S	E_SERV_W	E_FLUE_S	E_FLUE_W	E_S475	E_S2500
COMB1	1.6	1	0	0	0	0	0.3	0
COMB2	1.6	1	0	0	0	0	-0.3	0
COMB3	0	0	1.6	1	0	0	1	0
COMB4	0	0	1.6	1	0	0	-1	0
COMB5	0	0	0.9	1	0	0	1	0
COMB6	0	0	0.9	1	0	0	-1	0
COMB7	0	0	0	0	1.6	1	1	0
COMB8	0	0	0	0	1.6	1	-1	0
COMB9	0	0	0	0	0.9	1	1	0
COMB10	0	0	0	0	0.9	1	-1	0
COMB11	0	0	1.1	1	0	0	0	1
COMB12	0	0	0.9	1	0	0	0	1

TABLA DE COMBINACIONES EN PANTALLAS.

COMB13	0	0	1.1	1	0	0	0	-1
COMB14	0	0	0.9	1	0	0	0	-1
COMB15	0	0	0	0	1.1	1	0	1
COMB16	0	0	0	0	0.9	1	0	1
COMB17	0	0	0	0	1.1	1	0	-1
COMB18	0	0	0	0	0.9	1	0	-1
COMB19	0	0	1	1	0	0	0	0
COMB20	0	0	0	0	1	1	0	0
COMB21	0	0	1	0.6	0	0	0	0
COMB22	0	0	0	0	1	0.6	0	0

#### **SIMBLOGÍA:**

- E.Obra\_S: Esfuerzos derivados de las Fases de Obra y debido al empuje del Terreno. (Modelo B.1)
- E.Obra\_W: Esfuerzos derivados de las Fases de Obra y debido al empuje del Agua. (Modelo E.1)
- E.Serv\_S: Esfuerzos derivados de las Fases de Servicio y debido al empuje del Terreno. (Modelo B.2)
- E.Serv\_W: Esfuerzos derivados de las Fases de Servicio y debido al empuje del Agua. (Modelo E.2)
- E.Flue\_S: Esfuerzos derivados de las Fases de Fluencia y debido al empuje del Terreno. (Modelo B.3)
- E.Flue\_W: Esfuerzos derivados de las Fases de Fluencia y debido al empuje del Agua. (Modelo E.3)
- E.475: Esfuerzos derivados del Sismo de 475. (Modelo C)
- E.2500: Esfuerzos derivados del Sismo de 2500. (Modelo D)

#### **2.2.6.2. Dinteles**

El proyecto recoge, en la parte del túnel de línea entre pantallas, hasta 6 tipologías de dinteles, los cuales se numeran a continuación:

- Dintel 80\_1, 80\_2, 80\_3
- Dintel 100\_1, 100\_2, 100\_3

Para cada uno de los dinteles se ha desarrollado un modelo particular en CEDRUS. Los valores más significativos de cargas y geometría son:

HIPÓTESIS SIMPLES.								
id	Gh.Libre	E.pantalla	Luz	D.pp	D.ct	Nº Carriles	Ev.475	Ev.2500
80_1	8.15	0.80	8.95	20.00	30.00	3	21.05	28.52
80_2	8.15	0.80	8.95	20.00	30.00	3	21.05	28.52
80_3	8.15	0.80	8.95	20.00	30.00	3	21.05	28.52
100_1	8.15	1.00	9.15	20.00	30.00	3	23.00	31.00
100_2	12.15	1.00	13.15	20.00	30.00	4	23.00	31.00
100_3	12.40	1.00	13.40	20.00	30.00	4	23.00	31.00
-	m	m	M	kN/m2	kN/m2	ud	kN/m2	kN/m2

**SIMBOLOGÍA:**  
 Gh. Libre: Gálibo Libre entre pantallas.  
 E.Pantalla: Espesor de la Pantalla  
 Luz: Luz de Cálculo  
 D.pp: Carga de Peso Propio del Forjado  
 D.ct: Carga muerta de Tierras  
 Nº Carriles: Número de Carriles que pueden existir según la MTOP  
 Ev475: Carga gravitatoria que modela el sismo vertical de 475 años.  
 Ev2500: Carga gravitatoria que modela el sismo vertical de 2500 años.

Al igual que aconteció con las pantallas, el hecho de que exista una interacción Dintel-Pantalla, esta ejerce sobre el dintel unos esfuerzos que son los:

- Momento debido al Empuje de Tierras y Agua.
- Momento debido al Sismo Horizontal de 475.
- Momento debido al Sismo Horizontal de 2500.

ESFUERZOS EN CABEZA TRANSMITIDOS POR LA PANTALLA. Mk-,ext (kN-m/ml)			
Id	D_H	Eh475	Eh2500
80_1	-299.96	-750	-950
80_2	-531.77	-890	-1162
80_3	-338.72	-890	-1162
100_1	-1308.69	-1314.31	-1729.09
100_2	-527.94	-699.98	-899.98
100_3	-1055.62	-1278.81	-1898.24

**SIMBOLOGÍA:**  
 D\_H: Momento en cabeza debido al Empuje de Pantallas.  
 Eh475: Momento en Cabeza debido al sismo Horizontal de 475 años.  
 Eh2500: Momento en Cabeza debido al sismo Horizontal de 2500 años.

A continuación se muestran las envolventes para todos los dinteles que poseen 3 carriles.

**ESPECIFICACION DE ENVOLVENTES** Código: Argentine Code CIRSOC (Combinación según el código DIN)

- ACCIÓN: D**  
 Permanente L1: [1.00] PESO FORJADO  
 Plus si es crítica L2: [1.00] CM\_TIERRAS  
 L30: [1.00] Momento Cabeza\_Pantalla
- ACCIÓN: Lr\_C1**  
 Carga Plus si es crítica  
 Y L35: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 3, Posición 1  
 O L36: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 3, Posición 2  
 O L37: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 3, Posición 3  
 O L38: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 3, Posición 4  
 Plus si es crítica L12: [1.00] AASHTO\_REPARTIDA\_1  
 Carga alternativa Plus si es crítica  
 Y L47: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 6, Posición 1  
 O L48: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 6, Posición 2  
 O L49: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 6, Posición 3  
 O L50: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 6, Posición 4  
 Plus si es crítica L12: [1.00] AASHTO\_REPARTIDA\_1  
 Carga alternativa Plus si es crítica  
 Y L59: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 9, Posición 1  
 O L60: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 9, Posición 2  
 O L61: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 9, Posición 3  
 O L62: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 9, Posición 4  
 Plus si es crítica L12: [1.00] AASHTO\_REPARTIDA\_1
- ACCIÓN: Lr\_C2**  
 Carga Plus si es crítica  
 Y L39: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 4, Posición 1

O L40: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 4, Posición 2  
 O L41: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 4, Posición 3  
 O L42: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 4, Posición 4  
 Plus si es crítica L13: [1.00] AASHTO\_REPARTIDA\_2  
 Carga alternativa  
 Plus si es crítica  
 Y L51: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 7, Posición 1  
 O L52: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 7, Posición 2  
 O L53: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 7, Posición 3  
 O L54: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 7, Posición 4  
 Plus si es crítica L13: [1.00] AASHTO\_REPARTIDA\_2  
 Carga alternativa  
 Plus si es crítica  
 Y L63: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 10, Posición 1  
 O L64: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 10, Posición 2  
 O L65: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 10, Posición 3  
 O L66: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 10, Posición 4  
 Plus si es crítica L13: [1.00] AASHTO\_REPARTIDA\_2

**ACCIÓN:** Lr\_C3

Carga  
 Plus si es crítica  
 Y L43: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 5, Posición 1  
 O L44: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 5, Posición 2  
 O L45: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 5, Posición 3  
 O L46: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 5, Posición 4  
 Plus si es crítica L14: [1.00] AASHTO\_REPARTIDA\_3  
 Carga alternativa  
 Plus si es crítica  
 Y L55: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 8, Posición 1  
 O L56: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 8, Posición 2  
 O L57: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 8, Posición 3  
 O L58: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 8, Posición 4  
 Plus si es crítica L14: [1.00] AASHTO\_REPARTIDA\_3  
 Carga alternativa  
 Plus si es crítica  
 Y L67: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 11, Posición 1  
 O L68: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 11, Posición 2  
 O L69: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 11, Posición 3  
 O L70: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 11, Posición 4  
 Plus si es crítica L14: [1.00] AASHTO\_REPARTIDA\_3

**ACCIÓN:** Sismo\_2500

Carga  
 Plus si es crítica  
 Y L33: [1.00] Eh\_2500  
 O L33: [-1.00] Eh\_2500  
 Plus si es crítica  
 Y L34: [-0.30] Ev\_2500  
 O L34: [0.30] Ev\_2500  
 Carga alternativa  
 Plus si es crítica  
 Y L33: [0.30] Eh\_2500  
 O L33: [-0.30] Eh\_2500  
 Plus si es crítica  
 Y L34: [1.00] Ev\_2500  
 O L34: [1.00] Ev\_2500

**ACCIÓN:** Sismo\_475

Carga  
 Plus si es crítica  
 Y L31: [1.00] Eh\_475  
 O L31: [-1.00] Eh\_475  
 Plus si es crítica  
 Y L32: [0.30] Ev\_475

O L32: [-0.30] Ev\_475  
 Carga alternativa  
 Plus si es crítica  
 Y L32: [1.00] Ev\_475  
 O L32: [-1.00] Ev\_475  
 Plus si es crítica  
 Y L31: [0.30] Eh\_475  
 O L31: [-0.30] Eh\_475

**ESPECIFICACIÓN DE ENVOLVENTES:** ELU-NEC11

Tipo de verificación: Estado límite

Acciones Nr	Name	Combinaciones									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	D	1.4	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
2	Lr_C1		1.92			1.6	1.6		1.2		
3	Lr_C2			1.92		1.6		1.6		1.2	
4	Lr_C3				1.92	1.6	1.6				1.2
5	Sismo_475								1	1	1
6	Sismo_2500										

Nr	Otras combinaciones			
	11	12	13	14
1	1.2	1.2	1.2	0.9
2	1	1		
3	1		1	
4		1	1	
5	1	1	1	1
6				

**ESPECIFICACION DE ENVOLVENTES** Código: Argentine Code CIRSOC (Combinación según el código DIN)

**ACCIÓN:** D  
 Permanente L1: [1.00] PESO FORJADO  
 L2: [1.00] CM\_TIERRAS  
 Plus si es crítica L30: [1.00] Momento Cabeza\_Pantalla

**ACCIÓN:** Lr\_C1  
 Carga  
 Plus si es crítica  
 Y L35: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 3, Posición 1  
 O L36: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 3, Posición 2  
 O L37: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 3, Posición 3  
 O L38: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 3, Posición 4  
 Plus si es crítica L12: [1.00] AASHTO\_REPARTIDA\_1  
 Carga alternativa  
 Plus si es crítica  
 Y L47: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 6, Posición 1  
 O L48: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 6, Posición 2  
 O L49: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 6, Posición 3  
 O L50: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 6, Posición 4  
 Plus si es crítica L12: [1.00] AASHTO\_REPARTIDA\_1  
 Carga alternativa  
 Plus si es crítica

Y L59: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 9, Posición 1  
 O L60: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 9, Posición 2  
 O L61: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 9, Posición 3  
 O L62: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 9, Posición 4  
 Plus si es crítica L12: [1.00] AASHTO\_REPARTIDA\_1

**ACCIÓN:** Lr\_C2

Carga

Plus si es crítica

Y

O

O

O

Plus si es crítica

Carga alternativa

Plus si es crítica

Y

O

O

O

Plus si es crítica

Carga alternativa

Plus si es crítica

Y

O

O

O

Plus si es crítica

**ACCIÓN:** Lr\_C3

Carga

Plus si es crítica

Y

O

O

O

Plus si es crítica

Carga alternativa

Plus si es crítica

Y

O

O

O

Plus si es crítica

Carga alternativa

Plus si es crítica

Y

O

O

O

Plus si es crítica

**ACCIÓN:** Sismo\_2500

Carga

Plus si es crítica

Y

O

Plus si es crítica

Y

O

Carga alternativa

Plus si es crítica

Y

O

Plus si es crítica

L39: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 4, Posición 1  
 L40: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 4, Posición 2  
 L41: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 4, Posición 3  
 L42: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 4, Posición 4  
 L13: [1.00] AASHTO\_REPARTIDA\_2

L51: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 7, Posición 1  
 L52: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 7, Posición 2  
 L53: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 7, Posición 3  
 L54: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 7, Posición 4  
 L13: [1.00] AASHTO\_REPARTIDA\_2

L63: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 10, Posición 1  
 L64: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 10, Posición 2  
 L65: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 10, Posición 3  
 L66: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 10, Posición 4  
 L13: [1.00] AASHTO\_REPARTIDA\_2

L43: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 5, Posición 1  
 L44: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 5, Posición 2  
 L45: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 5, Posición 3  
 L46: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 5, Posición 4  
 L14: [1.00] AASHTO\_REPARTIDA\_3

L55: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 8, Posición 1  
 L56: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 8, Posición 2  
 L57: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 8, Posición 3  
 L58: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 8, Posición 4  
 L14: [1.00] AASHTO\_REPARTIDA\_3

L67: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 11, Posición 1  
 L68: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 11, Posición 2  
 L69: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 11, Posición 3  
 L70: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 11, Posición 4  
 L14: [1.00] AASHTO\_REPARTIDA\_3

L33: [1.00] Eh\_2500  
 L33: [-1.00] Eh\_2500

L34: [-0.30] Ev\_2500  
 L34: [0.30] Ev\_2500

L33: [0.30] Eh\_2500  
 L33: [-0.30] Eh\_2500

Y L34: [1.00] Ev\_2500  
 O L34: [1.00] Ev\_2500

**ACCIÓN:** Sismo\_475

Carga

Plus si es crítica

Y

O

Plus si es crítica

Y

O

Carga alternativa

Plus si es crítica

Y

O

Plus si es crítica

Y

O

**ESPECIFICACIÓN DE ENVOLVENTES:** ELU\_2500

Tipo de verificación: Estado límite

Acciones	Nr	Name	Combinaciones									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	1	D	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	0.9	0.9	0.9
	2	Lr_C1		0.33			0.275			0.27		
	3	Lr_C2			0.33		0.275	0.275			0.27	
	4	Lr_C3				0.33		0.275	0.275			0.27
	5	Sismo_475							0.275			
	6	Sismo_2500	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Nr	Otras combinaciones		
	11	12	13
1	0.9	0.9	0.9
2	0.23		
3	0.23	0.23	
4		0.23	0.23
5			0.23
6	1	1	1

**ESPECIFICACION DE ENVOLVENTES** Código: Argentine Code CIRSOC (Combinación según el código DIN)

**ACCIÓN:** D

Permanente

Plus si es crítica

L1: [1.00] PESO FORJADO  
 L2: [1.00] CM\_TIERRAS  
 L30: [1.00] Momento Cabeza\_Pantalla

**ACCIÓN:** Lr\_C1

Carga

Plus si es crítica

Y

O

O

O

Plus si es crítica

Carga alternativa

L35: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 3, Posición 1  
 L36: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 3, Posición 2  
 L37: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 3, Posición 3  
 L38: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 3, Posición 4  
 L12: [1.00] AASHTO\_REPARTIDA\_1

- Plus si es crítica
  - Y L47: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 6, Posición 1
  - O L48: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 6, Posición 2
  - O L49: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 6, Posición 3
  - O L50: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 6, Posición 4
- Plus si es crítica
  - L12: [1.00] AASHTO\_REPARTIDA\_1
- Carga alternativa
  - Plus si es crítica
    - Y L59: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 9, Posición 1
    - O L60: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 9, Posición 2
    - O L61: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 9, Posición 3
    - O L62: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 9, Posición 4
  - Plus si es crítica
    - L12: [1.00] AASHTO\_REPARTIDA\_1
- ACCIÓN: Lr\_C2**
  - Carga
    - Plus si es crítica
      - Y L39: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 4, Posición 1
      - O L40: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 4, Posición 2
      - O L41: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 4, Posición 3
      - O L42: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 4, Posición 4
    - Plus si es crítica
      - L13: [1.00] AASHTO\_REPARTIDA\_2
  - Carga alternativa
    - Plus si es crítica
      - Y L51: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 7, Posición 1
      - O L52: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 7, Posición 2
      - O L53: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 7, Posición 3
      - O L54: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 7, Posición 4
    - Plus si es crítica
      - L13: [1.00] AASHTO\_REPARTIDA\_2
  - Carga alternativa
    - Plus si es crítica
      - Y L63: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 10, Posición 1
      - O L64: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 10, Posición 2
      - O L65: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 10, Posición 3
      - O L66: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 10, Posición 4
    - Plus si es crítica
      - L13: [1.00] AASHTO\_REPARTIDA\_2
- ACCIÓN: Lr\_C3**
  - Carga
    - Plus si es crítica
      - Y L43: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 5, Posición 1
      - O L44: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 5, Posición 2
      - O L45: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 5, Posición 3
      - O L46: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 5, Posición 4
    - Plus si es crítica
      - L14: [1.00] AASHTO\_REPARTIDA\_3
  - Carga alternativa
    - Plus si es crítica
      - Y L55: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 8, Posición 1
      - O L56: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 8, Posición 2
      - O L57: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 8, Posición 3
      - O L58: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 8, Posición 4
    - Plus si es crítica
      - L14: [1.00] AASHTO\_REPARTIDA\_3
  - Carga alternativa
    - Plus si es crítica
      - Y L67: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 11, Posición 1
      - O L68: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 11, Posición 2
      - O L69: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 11, Posición 3
      - O L70: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 11, Posición 4
    - Plus si es crítica
      - L14: [1.00] AASHTO\_REPARTIDA\_3

**ESPECIFICACIÓN DE ENVOLVENTES:** ELS\_NEC11

Tipo de verificación: Estado límite

Acciones	Nr	Name	Combinaciones				
			1	2	3	4	5
	1	D	1	1	1	1	1

2	Lr_C1	1.2			1	
3	Lr_C2		1.2		1	1
4	Lr_C3			1.2		1

A continuación se muestran las combinaciones para los dinteles con 4 carriles.

**ESPECIFICACION DE ENVOLVENTES** Código: Argentine Code CIRSOC (Combinación según el código DIN)

- ACCIÓN: D**
- Permanente
    - L1: [1.00] Peso Forjado
    - L2: [1.00] CM\_Tierras
    - L3: [1.00] CM\_Muros+Escaleras+Marquesina
    - L5: [1.00] M\_Pantalla
  - Plus si es crítica

- ACCIÓN: Lr\_01**
- Plus si es crítica
    - L4: [1.00] SCU\_Escaleras
    - L10: [1.00] SR\_CARRIL1
  - Plus si es crítica
    - Y L20: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 1
    - O L21: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 2
    - O L22: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 3
    - O L23: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 4
    - O L24: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 5
    - O L25: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 6
    - O L26: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 7
    - O L27: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 8
    - O L28: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 9
    - O L29: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 10
    - O L30: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 11
    - O L31: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 12
    - O L32: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 13
    - O L33: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 14
    - O L34: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 15
    - O L35: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 16
    - O L36: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 17
    - O L37: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 18

- ACCIÓN: Lr\_02**
- Plus si es crítica
    - L4: [1.00] SCU\_Escaleras
    - L11: [1.00] SR\_CARRIL2
  - Plus si es crítica
    - Y L39: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 1
    - O L40: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 2
    - O L41: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 3
    - O L42: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 4
    - O L43: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 5
    - O L44: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 6
    - O L45: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 7
    - O L46: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 8
    - O L47: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 9
    - O L48: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 10
    - O L49: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 11
    - O L50: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 12
    - O L51: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 13
    - O L52: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 14
    - O L53: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 15
    - O L54: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 16
    - O L55: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 17
    - O L56: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 18

**ACCIÓN: Lr\_03**

Plus si es crítica	L4: [1.00] SCU_Escaleras	O
Plus si es crítica	L12: [1.00] SR_CARRIL3	O
Plus si es crítica		O
Y	L58: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 1	O
O	L59: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 2	O
O	L60: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 3	O
O	L61: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 4	O
O	L62: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 5	O
O	L63: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 6	O
O	L64: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 7	O
O	L65: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 8	O
O	L66: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 9	O
O	L67: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 10	O
O	L68: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 11	O
O	L69: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 12	O
O	L70: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 13	O
O	L71: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 14	O
O	L72: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 15	O
O	L73: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 16	O
O	L74: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 17	O
O	L75: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 18	O

**ACCIÓN: Lr\_04**

Plus si es crítica	L4: [1.00] SCU_Escaleras	O
Plus si es crítica	L13: [1.00] SR_CARRIL4	O
Plus si es crítica		O
Y	L77: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 1	O
O	L78: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 2	O
O	L79: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 3	O
O	L80: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 4	O
O	L81: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 5	O
O	L82: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 6	O
O	L83: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 7	O
O	L84: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 8	O
O	L85: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 9	O
O	L86: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 10	O
O	L87: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 11	O
O	L88: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 12	O
O	L89: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 13	O
O	L90: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 14	O
O	L91: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 15	O
O	L92: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 16	O
O	L93: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 17	O
O	L94: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 18	O

**ESPECIFICACION DE ENVOLVENTES** Código: Argentine Code CIRSOC (Combinación según el código DIN)

**ACCIÓN: D**

Permanente	L1: [1.00] Peso Forjado	O
	L2: [1.00] CM_Tierras	O
	L3: [1.00] CM_Muros+Escaleras+Marquesina	O
Plus si es crítica	L5: [1.00] M_Pantalla	O

**ACCIÓN: Lr\_01**

Plus si es crítica	L4: [1.00] SCU_Escaleras	O
Plus si es crítica	L10: [1.00] SR_CARRIL1	O
Plus si es crítica		O
Y	L20: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 1	O
O	L21: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 2	O
O	L22: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 3	O

L23: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 4	O
L24: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 5	O
L25: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 6	O
L26: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 7	O
L27: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 8	O
L28: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 9	O
L29: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 10	O
L30: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 11	O
L31: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 12	O
L32: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 13	O
L33: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 14	O
L34: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 15	O
L35: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 16	O
L36: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 17	O
L37: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 19, Posición 18	O

**ACCIÓN: Lr\_02**

Plus si es crítica	L4: [1.00] SCU_Escaleras	O
Plus si es crítica	L11: [1.00] SR_CARRIL2	O
Plus si es crítica		O
Y	L39: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 1	O
O	L40: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 2	O
O	L41: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 3	O
O	L42: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 4	O
O	L43: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 5	O
O	L44: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 6	O
O	L45: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 7	O
O	L46: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 8	O
O	L47: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 9	O
O	L48: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 10	O
O	L49: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 11	O
O	L50: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 12	O
O	L51: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 13	O
O	L52: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 14	O
O	L53: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 15	O
O	L54: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 16	O
O	L55: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 17	O
O	L56: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 18	O

**ACCIÓN: Lr\_03**

Plus si es crítica	L4: [1.00] SCU_Escaleras	O
Plus si es crítica	L12: [1.00] SR_CARRIL3	O
Plus si es crítica		O
Y	L58: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 1	O
O	L59: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 2	O
O	L60: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 3	O
O	L61: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 4	O
O	L62: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 5	O
O	L63: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 6	O
O	L64: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 7	O
O	L65: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 8	O
O	L66: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 9	O
O	L67: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 10	O
O	L68: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 11	O
O	L69: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 12	O
O	L70: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 13	O
O	L71: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 14	O
O	L72: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 15	O
O	L73: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 16	O
O	L74: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 17	O
O	L75: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 18	O

**ACCIÓN: Lr\_04**

Plus si es crítica	L4: [1.00] SCU_Escaleras	O
Plus si es crítica	L13: [1.00] SR_CARRIL4	O



- O L52: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 14
- O L53: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 15
- O L54: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 16
- O L55: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 17
- O L56: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 38, Posición 18

- Y L9: [1.00] E2500h
- O L9: [-1.00] E2500h

**ESPECIFICACIÓN DE ENVOLVENTES: ELU\_2500**

Tipo de verificación: Estado límite

Acciones Nr Name	Combinaciones									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1 D	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
2 Lr_01	0.33									0.275
3 Lr_02		0.33								0.275
4 Lr_03			0.33							
5 Lr_04				0.33						
6 E2500	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	Otras combinaciones									
Nr	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
2								0.23		
3	0.275							0.23	0.23	
4	0.275	0.275						0.23	0.23	0.23
5		0.275	0.275						0.23	0.23
6	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	Otras combinaciones									
Nr	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
1	1.1	1.1	1.1	1.1	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
2					0.27					
3						0.27				
4							0.27			
5	0.23							0.27		
6	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	Otras combinaciones									
Nr	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
1	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
2				0.23						
3				0.23	0.23					
4					0.23	0.23				
5						0.23	0.23			

**ACCIÓN: Lr\_03**

Plus si es crítica  
Plus si es crítica  
Plus si es crítica

- L4: [1.00] SCU\_Escaleras
- L12: [1.00] SR\_CARRIL3

- Y
- O L58: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 1
- O L59: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 2
- O L60: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 3
- O L61: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 4
- O L62: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 5
- O L63: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 6
- O L64: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 7
- O L65: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 8
- O L66: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 9
- O L67: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 10
- O L68: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 11
- O L69: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 12
- O L70: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 13
- O L71: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 14
- O L72: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 15
- O L73: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 16
- O L74: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 17
- O L75: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 57, Posición 18

**ACCIÓN: Lr\_04**

Plus si es crítica  
Plus si es crítica  
Plus si es crítica

- L4: [1.00] SCU\_Escaleras
- L13: [1.00] SR\_CARRIL4

- Y
- O L77: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 1
- O L78: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 2
- O L79: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 3
- O L80: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 4
- O L81: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 5
- O L82: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 6
- O L83: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 7
- O L84: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 8
- O L85: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 9
- O L86: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 10
- O L87: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 11
- O L88: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 12
- O L89: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 13
- O L90: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 14
- O L91: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 15
- O L92: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 16
- O L93: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 17
- O L94: [1.00] Carga útil (excl.) de HC 76, Posición 18

**ACCIÓN: E2500**

Carga

Plus si es crítica  
Y

- L8: [1.00] E2500v
- L8: [-1.00] E2500v

Plus si es crítica  
Y

- L9: [-0.30] E2500h
- L9: [0.30] E2500h

Carga alternativa

Plus si es crítica  
Y

- L8: [0.30] E2500v
- L8: [-0.30] E2500v

Plus si es crítica



Nr	Otras combinaciones									
	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2								0.85		
3	1							0.85	0.85	
4	1	1						0.85	0.85	0.85
5			1	1					0.85	0.85

Nr	Otras combinaciones			
	21	22	23	24
1	1	1	1	1
2				
3				
4				
5	0.85			

### 2.2.6.3. Arriostramientos

Para el cálculo de los arriostramientos, se consideraron las siguientes cargas:

- Peso Propio
- Carga Muerta de 100kg/m<sup>2</sup>, distribuida en su área tributaria
- Empuje de las pantallas.

En la tabla siguiente se recoge los axiles de compresión asociados a todas las secciones de cálculo.

TABLA RESUMEN DE AXILES DE COMPRESIÓN SOBRE ELEMENTOS ARRIOSTRANTES.							
Pk	N.estamp.1	N.estamp.2	Id. Tramo	Nº. Estamp	E.panta	E.dintel	GH
	kN/m	kN/m	-	ud	m	m	m
9+548.00	-	-	T1_1	0	0.80	0.80	8.15
9+710.00	-	-	T1_1	0	0.80	0.80	8.15
9+750.00	-	-	T2_1	0	1.00	1.00	12.15
9+845.00	-	-	T2_1	0	1.00	1.00	8.15
9+845.00	+	570	T3_1	1	0.80	0.80	8.15
9+941.00		670	T3_1	1	0.80	0.80	8.15
10+303.00	-	-	T4_1	0	0.80	0.80	8.15

TABLA RESUMEN DE AXILES DE COMPRESIÓN SOBRE ELEMENTOS ARRIOSTRANTES.								
10+320.00		-	-	T4_1	0	0.80	0.80	8.15
10+425.00		-	-	T4_1	0	0.80	0.80	8.15
10+610.00		-	-	T4_2	0	1.00	1.00	12.15
10+668.00		-	-	T4_3	0	0.80	0.80	8.15
10+860.00	-	-	-	T5_1	0	0.80	0.80	8.15
10+860.00	+	260	-	T5_2	1	0.80	0.80	8.15
10+920.00		230	-	T5_2	1	0.80	0.80	12.15
10+932.00		250	-	T6_1	1	0.80	0.80	8.15
11+046.00		460	-	T6_1	1	0.80	0.80	8.15
12+120.00		-	-	T7_1	0	1.00	1.00	12.40
12+340.00	-	-	-	T7_1	0	1.00	1.00	12.40
12+340.00	+	1416	-	T7_2	1	1.00	1.00	12.40
12+400.00		1573	-	T7_2	1	1.00	1.00	12.40

Se adoptó como criterio determinar dos casos de carga, que además coinciden con dos casos de gálibo diferente:

- Marco Arriostrante Tipo 1 (Viga de Reparto + Estampidor)
- Marco Arriostrante Tipo 2 (Viga de Reparto + Estampidor)

TABLA DE CARGAS Y CARACTERÍSTICAS DE LOS MARCOS ESTAMPIDORES.					
Id	Sección Estampidor	Sección Viga	Gálibo Horizontal	Distancia entre Ejes de Estampidores	Empuje de Pantallas
Marco Tipo 1	100x100	100x100	8.15	4	750
Marco Tipo 2	100x100	100x100	12.4	4	1500
	cm·cm	cm·cm	m	m	kN/ml

Las combinaciones de cálculo fueron:

TABLA DE COMBINACIONES EN ELU		
Id	D	H(1)
E1	1.4	1.6
	1.4	0.9
E2	1.2	1.6
	1.2	0.9
E6	0.9	1.6
	0.9	0.9
TABLA DE COMBINACIONES EN ELS		
Id	D	H(1)
S1	1	1
	1	0.9
S7	0.6	1
	0.6	0.9
<b>SIMBOLOGÍA:</b>		
D: Peso Propio y Cargas Muertas.		
H: Empuje de Tierras		

#### 2.2.6.4. Contrabóvedas / Soleras

Se han definido las siguientes tipologías de contrabóveda en el túnel de línea:

- CB Tipo 1. Contrabóveda en túnel, dimensionada para cargas freáticas de hasta 10 m.c.a. Canto: 0,70 m. Luz: 8,15 m. Contraflecha: 0,80m.
- CB Jet. Contrabóveda en pozos de ventilación. Canto: 0,70 m. Luz: 12,15 m. Contraflecha: 0,80m.
- CB Tipo cuna. Contrabóveda en el tramo 4, dimensionada para cuna de arrastre de la tuneladora. Canto: 1,00 m. Luz: 12,40 m. Contraflecha: 1,00m.

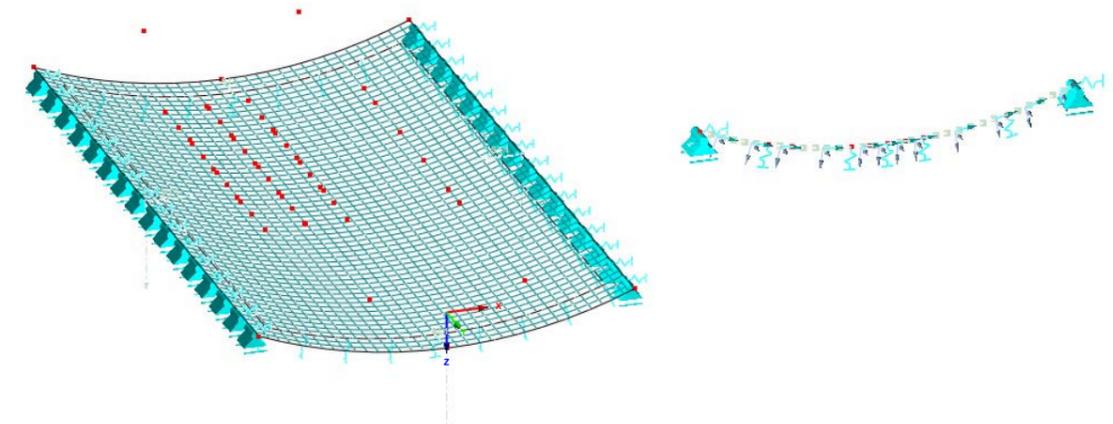
Cada tipología de contrabóveda se ha modelizado mediante modelo de elementos finitos tipo viga, empleando el software RFEM de Dlubal.

Se describen a continuación las particularidades de los modelos de cálculo, indicando posteriormente las hipótesis simples consideradas y las combinaciones realizadas.

#### MODELOS DE CÁLCULO

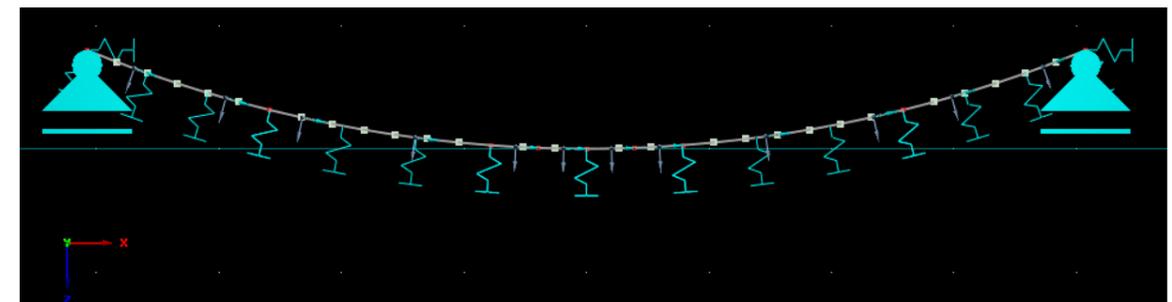
Los modelos de elementos finitos que han servido para el dimensionamiento de las contrabóvedas han consistido en modelos tipo "beam".

Previamente se realiza una comparativa entre un modelo tipo losa (shell) y el modelo tipo viga para corroborar la similitud de los resultados obtenidos. Se comprobó que los resultados obtenidos en la sección central de la losa, suficientemente alejada de los efectos de borde, eran similares a los obtenidos de un modelo bidimensional (por metro lineal) de la contrabóveda.



Modelo de comparación tipo losa y tipo viga

La definición del modelo de cálculo se muestra a continuación:



El modelo consta de dos apoyos nodales en los extremos de la contrabóveda con las siguientes restricciones:

- **Desplazamientos:** Restringidos los desplazamientos en "Z" y en la dirección perpendicular a la contrabóveda "Y". En la dirección "X", el desplazamiento está condicionado por la rigidez de las pantallas en el nivel de la contrabóveda.

Dichas constantes de rigidez, denominadas "Kp" y obtenidas como el cociente entre la fuerza aplicada y el incremento de desplazamiento obtenido se han determinado mediante aplicación de una fuerza unitaria en los modelos RIDO de las pantallas. Las rigideces obtenidas para los tres tipos de contrabóveda presentes en el túnel se resumen en la siguiente tabla:

	Kp (KN/m)
CB Tipo 1	450.000
CB tipo jet	277.780
CB tipo cuna	250.000

- **Giros:** Se restringen los giros según el eje "Z" y el eje "X".

El apoyo en el terreno se modela mediante el módulo de balasto vertical de substrato de apoyo. Dicho módulo de balasto se ha seleccionado para el estrato más desfavorable en el caso del túnel y para cada estrato particular en el caso de los jets. A partir del  $k_{v,30}$  se obtiene el módulo de balasto para las dimensiones de la losa tal y como se resume a continuación:

**ADAPTACIÓN DEL MÓDULO DE BALASTO DE UNA PLACA DE CARGA DE 30x30 cm. PARA MODELO WINKLER DE LOSA FLEXIBLE SOBRE SUELO ELÁSTICO**

**OBRA: CONTRABÓVEDA TÚNEL**

Geometría de la losa:	<b>Rectangular</b>	Largo = <b>40,00</b> metros
		Ancho = <b>8,15</b> metros

Tipo de terreno:	<b>Arenoso</b>	<b>50</b>
	$K_{30} = 12,0$ kp/cm <sup>3</sup>	<b>50</b>

$K_{arenoso} =$	<b>2,369</b>	kp/cm <sup>3</sup>	<b>2.368,98</b>	t/m <sup>3</sup>	<b>23.689,8</b>	kN/m <sup>3</sup>
$K_{arcilloso} =$		kp/cm <sup>3</sup>		t/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>
$K_{mixto} =$		kp/cm <sup>3</sup>		t/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>

**ADAPTACIÓN DEL MÓDULO DE BALASTO DE UNA PLACA DE CARGA DE 30x30 cm. PARA MODELO WINKLER DE LOSA FLEXIBLE SOBRE SUELO ELÁSTICO**

**OBRA: CONTRABÓVEDA TIPO JET**

Geometría de la losa:	<b>Rectangular</b>	Largo = <b>27,00</b> metros
		Ancho = <b>12,15</b> metros

Tipo de terreno:	<b>Mixto</b>	Arenas (%): <b>60</b>
	$K_{30} = 12,0$ kp/cm <sup>3</sup>	Arcillas (%): <b>40</b>

$K_{arenoso} =$		kp/cm <sup>3</sup>		t/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>
$K_{arcilloso} =$		kp/cm <sup>3</sup>		t/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>
$K_{mixto} =$	<b>1,640</b>	kp/cm <sup>3</sup>	<b>1.640,28</b>	t/m <sup>3</sup>	<b>16.402,8</b>	kN/m <sup>3</sup>

**ADAPTACIÓN DEL MÓDULO DE BALASTO DE UNA PLACA DE CARGA DE 30x30 cm. PARA MODELO WINKLER DE LOSA FLEXIBLE SOBRE SUELO ELÁSTICO**

**OBRA: CONTRABÓVEDA TIPO CUNA**

Geometría de la losa:	<b>Rectangular</b>	Largo = <b>40,00</b> metros
		Ancho = <b>12,40</b> metros

Tipo de terreno:	<b>Arenoso</b>	<b>50</b>
	$K_{30} = 22,0$ kp/cm <sup>3</sup>	<b>50</b>

$K_{arenoso} =$	<b>4,442</b>	kp/cm <sup>3</sup>	<b>4.442,40</b>	t/m <sup>3</sup>	<b>44.424,0</b>	kN/m <sup>3</sup>
$K_{arcilloso} =$		kp/cm <sup>3</sup>		t/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>
$K_{mixto} =$		kp/cm <sup>3</sup>		t/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>

### HIPÓTESIS CONSIDERADAS

De acuerdo a la clasificación de acciones desarrollada en el capítulo 2.2.3, las hipótesis simples que se consideran en el cálculo de las contrabóvedas se resumen a continuación.

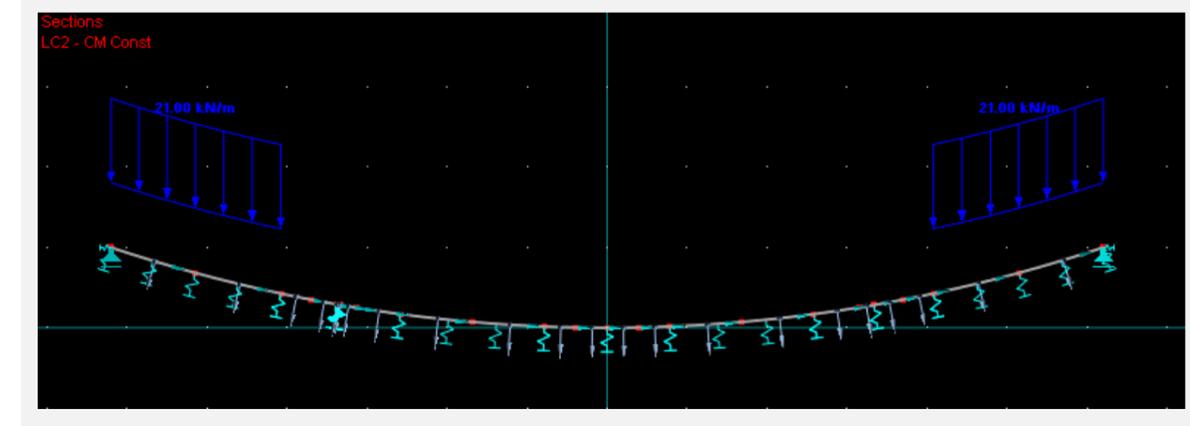
En la tabla se indican las hipótesis simples en el caso más completo (contrabóveda tipo cuna), dejándose en blanco las hipótesis simples que no actúan sobre cada tipo de contrabóveda en particular.

Tipología	Carga permanente (D)			Carga de fluidos (F)	Sobrecarga (L)		Sismo (E)
	Peso propio	CM Const	CM Serv	Subpresión	Sobrecarga tren EQ	Tuneladora	Sismo
CB tipo 1	17,50	12,00	11,50	100,00	77,95	-	-
CB tipo jet	17,50	12,00	11,50	100,00	91,00	-	-
CB tipo cuna	25,00	21,00	32+11,50	170,00	92,00	450,00	3000,00
	KN/m ml	KN/m ml	KN/m ml	KN/m ml	KN/m ml	KN/ml	KN/ml

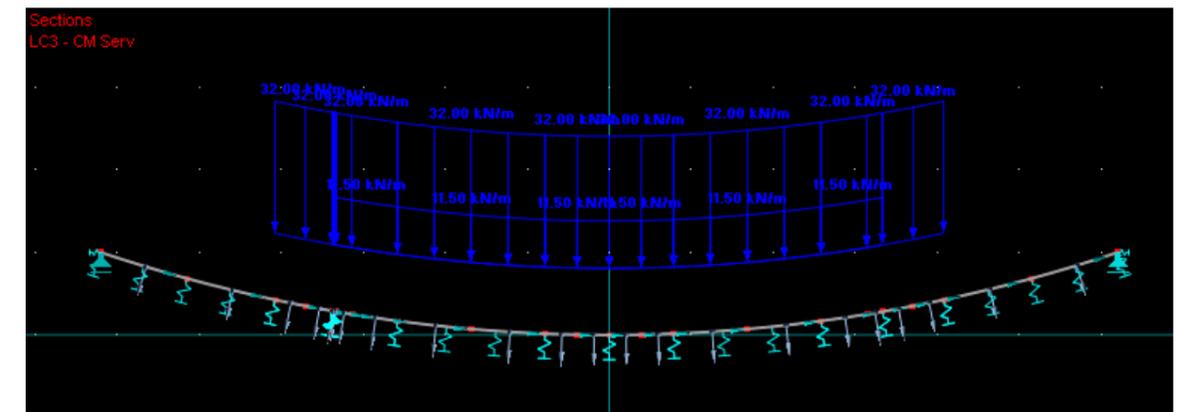
De la tabla anterior se hacen las siguientes consideraciones:

- Peso propio: Se considera una densidad de 25 KN/m<sup>3</sup> para el hormigón armado.
- CM const: Considera las cargas muertas que gravitan sobre la contrabóveda durante la construcción (relleno de la contraflecha).
- CM Serv: Considera las cargas muertas adicionales tras la construcción (paquete de vía). En el caso de la contrabóveda tipo cuna, considera el relleno de la cuna de arrastre.
- Subpresión: carga de agua debida a nivel freático.
- Sobrecarga tren EQ: carga lineal equivalente asociada al tren de cargas que produce esfuerzos similares a los producidos por el tren de cargas en la sección más desfavorable.
- Tuneladora: carga debida a la reacción para el arrastre de la tuneladora (peso de la tuneladora: 800 tn).
- Sismo: acción horizontal del sismo de 2500 años considerado en la contrabóveda tipo cuna de acuerdo a las bases de cálculo. Se determina como la fuerza horizontal que produce en la contrabóveda el mismo desplazamiento obtenido en la aplicación del método de Racking en la pantalla a la cota de la contrabóveda.

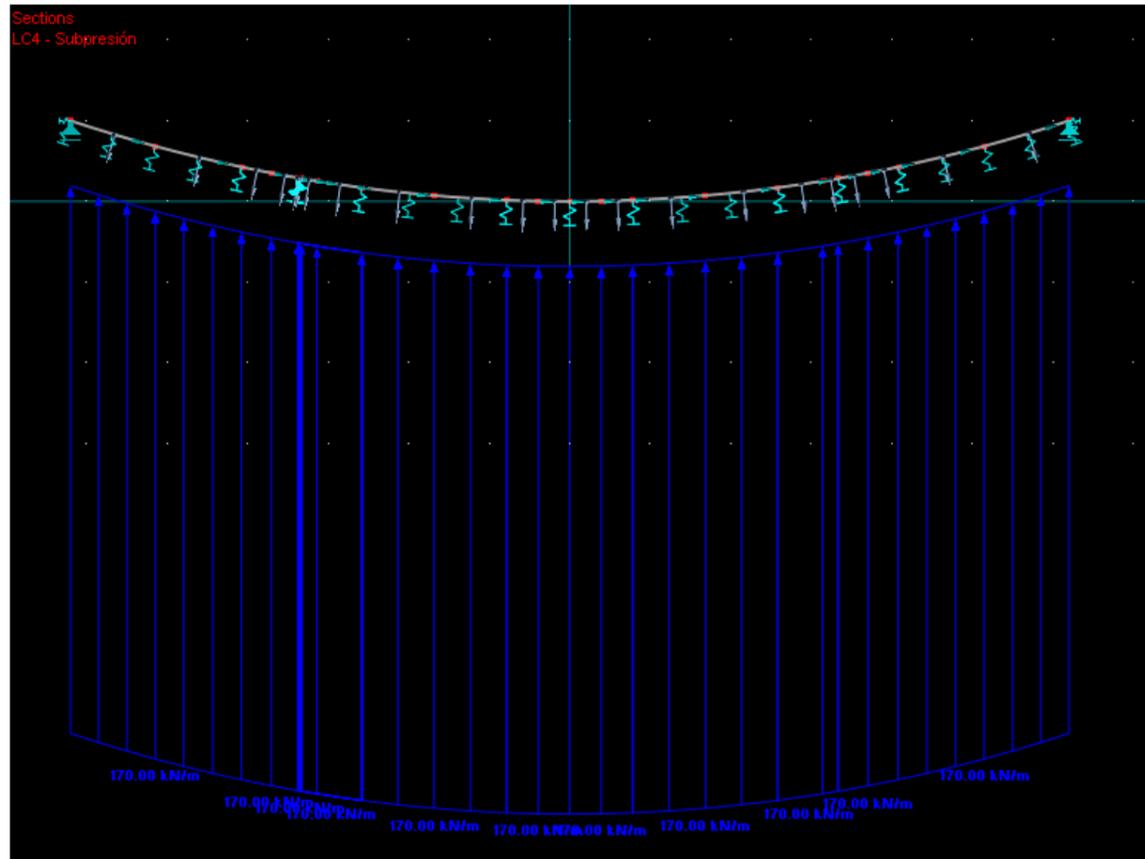
Por la singularidad en cuanto a posición de las cargas en la contrabóveda tipo cuna se incluyen a continuación los gráficos de hipótesis simples.



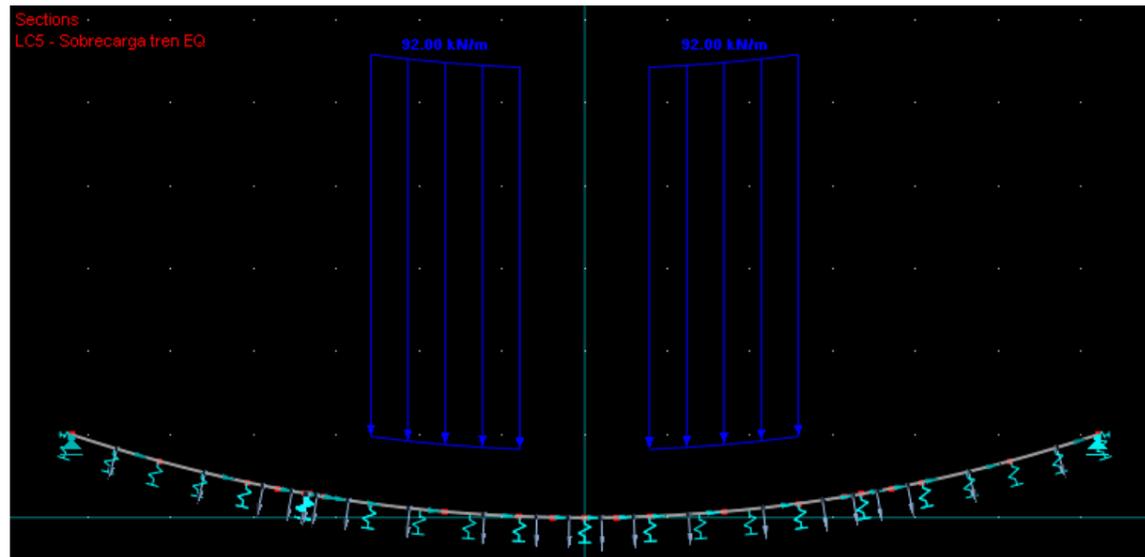
LC2. CM Const



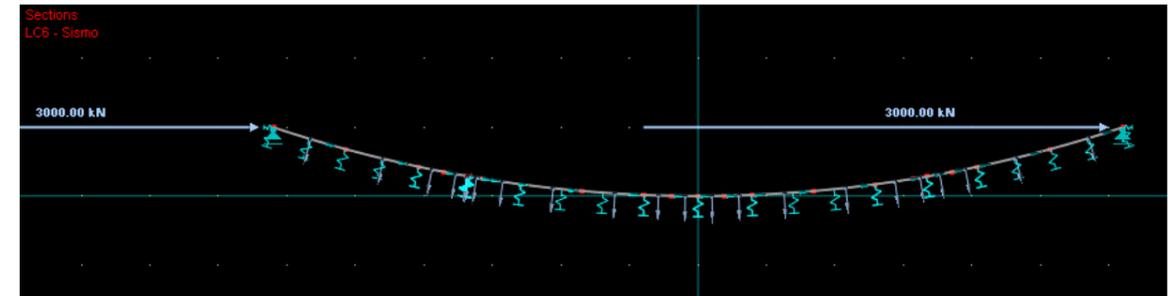
LC3. CM Serv



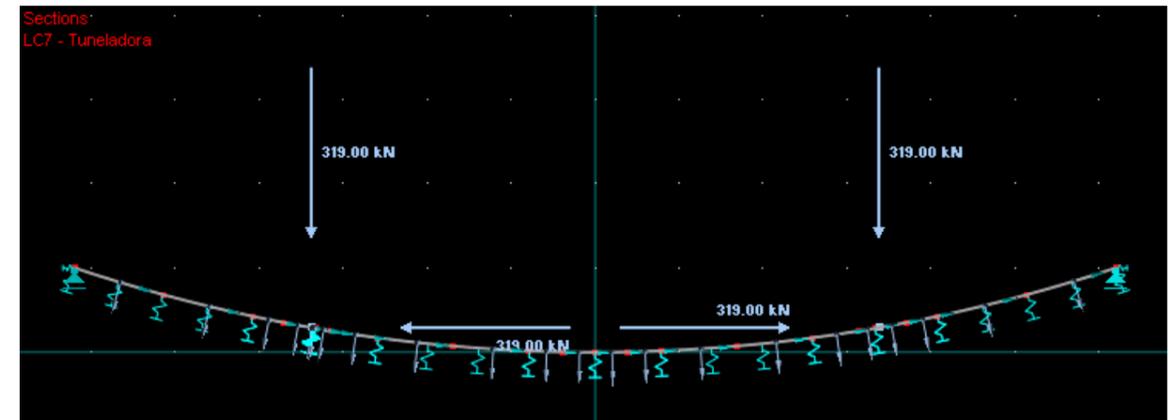
LC4. Subpresión



LC5. Sobrecarga tren EQ



LC6. Sismo



LC7. Tuneladora

### COMBINACIONES DE CÁLCULO

Las combinaciones de acciones se realizan en base a NEC-11 Capítulos 1 y 3 para las consideraciones de hipótesis simples de carga anteriores.

A continuación se incluyen las hipótesis realizadas para cada tipología de contrabóveda:

CB tipo 1 y CB tipo jet		
LG nº	Descripción	Combinación
1	ELU1	1.4*LC1 + 1.4*LC2 + 1.4*LC3
2	ELU2	1.2*LC1 + 1.2*LC2 + 1.6*LC5 + 1.2*LC3
3	ELU3	1.2*LC1 + 1.2*LC2 + 1.2*LC3 + LC5
4	ELU4	0.9*LC1 + 0.9*LC2 + 0.9*LC3
5	ELU5	1.4*LC1 + 1.4*LC2 + 1.4*LC4
6	ELU6	1.2*LC1 + 1.2*LC2 + 1.2*LC4 + 1.6*LC5
7	ELU7	1.2*LC1 + 1.2*LC2 + 1.2*LC4 + LC5
8	ELU8	0.9*LC1 + 0.9*LC2 + 0.9*LC4
9	ELS1	LC1 + LC2 + LC5 + LC3
10	ELS2	LC1 + LC2 + LC4
11	ELS3	LC1 + LC2 + LC4 + 0.75*LC5

CB tipo cuna		
LG nº	Descripción	Combinación
1	ELU1	1.4*LC1 + 1.4*LC2 + 1.4*LC3 + 0*LC4 + 0*LC5 + 0*LC6 + 0*LC7
2	ELU2	1.4*LC1 + 1.4*LC2 + 0*LC3 + 0*LC4 + 0*LC5 + 0*LC6 + 1.6*LC7
3	ELU3	1.2*LC1 + 1.2*LC2 + 1.2*LC3 + 0*LC4 + 1.6*LC5 + 0*LC6 + 0*LC7
4	ELU4	1.2*LC1 + 1.2*LC2 + 1.2*LC3 + 0*LC4 + LC5 + 0*LC6 + 0*LC7
5	ELU5	1.4*LC1 + 1.4*LC2 + 0*LC3 + 1.4*LC4 + 0*LC5 + 0*LC6 + 0*LC7
6	ELU6	1.2*LC1 + 1.2*LC2 + 1.2*LC3 + 1.2*LC4 + 1.6*LC5 + 0*LC6 + 0*LC7
7	ELU7	1.2*LC1 + 1.2*LC2 + 1.2*LC3 + 1.2*LC4 + LC5 + 0*LC6 + 0*LC7
8	ELU8	1.2*LC1 + 1.2*LC2 + 1.2*LC3 + 1.2*LC4 + LC5 + LC6 + 0*LC7
9	ELU9	0.9*LC1 + 0.9*LC2 + 0.9*LC3 + 0.9*LC4 + 0*LC5 + LC6 + 0*LC7
10	ELU10	1.1*LC1 + 1.1*LC2 + 1.1*LC3 + 1.1*LC4 + 0.275*LC5 + LC6 + 0*LC7
11	ELU11	0.9*LC1 + 0.9*LC2 + 0.9*LC3 + 0.9*LC4 + 0.225*LC5 + LC6 + 0*LC7
12	ELS1	LC1 + LC2 + LC3 + 0*LC4 + 0*LC5 + 0*LC6 + 0*LC7
13	ELS2	LC1 + LC2 + 0*LC3 + 0*LC4 + 0*LC5 + 0*LC6 + LC7
14	ELS3	LC1 + LC2 + 0*LC3 + LC4 + 0*LC5 + 0*LC6 + 0*LC7
15	ELS4	LC1 + LC2 + LC3 + 0*LC4 + LC5 + 0*LC6 + 0*LC7
16	ELS5	LC1 + LC2 + LC3 + 0*LC4 + 0.75*LC5 + 0*LC6 + 0*LC7
17	ELS6	LC1 + LC2 + LC3 + LC4 + 0*LC5 + 0.7*LC6 + 0*LC7
18	ELS7	LC1 + LC2 + LC3 + LC4 + 0.75*LC5 + 0.525*LC6 + 0*LC7
19	ELS8	0.6*LC1 + 0.6*LC2 + 0.6*LC3 + 0.6*LC4 + 0*LC5 + 0.7*LC6 + 0*LC7

### 3. TÚNEL DE LÍNEA CON TUNELADORA

#### 3.1. Descripción general

Para la mayor parte del trazado del túnel de línea se ha previsto la utilización de una máquina tuneladora tipo EPB (trabajo con frente cerrado y presión de tierras mantenida en la cámara por medio de un tornillo sinfín de evacuación de los productos excavados).

La elección de un método de construcción basado en la perforación mediante escudo EPB en modo cerrado se ha demostrado como un gran éxito, destacando el obtenido en el último Plan de Ampliación del Metro de Madrid.

Las experiencias acumuladas durante la construcción de muchos kilómetros de túnel en Madrid pueden ser de gran validez para el tramo que abarca este Proyecto pues se desarrollaron en suelos de índole similar.

Permite este método asegurar una ejecución fiable, de gran seguridad, elevado rendimiento (como se ha demostrado en la práctica) y costes de ejecución menores que los derivados de otras alternativas de ejecución.

La consideración de la seguridad, las experiencias acumuladas, la mecanización y los rendimientos inclinan de modo evidente la balanza hacia la perforación con escudo. Por todo ello, se ha decidido emplear este método de ejecución del túnel en la mayor parte del trazado del proyecto.

Se ha previsto la ejecución con tuneladora de tres sectores de la línea:

La estación Solanda se plantea como pozo de ataque y explotación para dos tuneladoras, que desde cada uno de sus testeros (PK 14+095.38 y 14+256.18) avanzarán hacia el inicio y el final de la línea, para ser desmontadas en los pozos de extracción previstos en la glorieta Rumichaca (PK 11+031.24, y junto a la calle Pomasqui (PK 19+994.87), respectivamente

Próximo a la estación El Labrador se sitúa el pozo de ataque para el tercer sector, que la tuneladora ejecutará en sentido origen de la línea hasta el pozo de desmontaje situado en la Plaza del Teatro (PK 22+299.95). Así pues, el sentido de avance del escudo será contrario al de los estacionamientos del proyecto en el primero y tercero de los sectores perforados por este procedimiento.

El paso por las estaciones se ha previsto sin excavación, impulsando la tuneladora por sus propios medios a lo largo del recinto de estación, ya vaciado, sobre la solera, que se dota de la geometría apropiada, formando en ella una “cuna” con el diámetro ligeramente superior al del disco de corte de la tuneladora.

Este procedimiento resulta exigente con los ritmos de obra, ya que cada estación o recinto de paso debe estar completamente vaciado y estructuralmente completo antes de la llegada de la tuneladora a su testero de entrada.

Sin embargo, son indudables sus ventajas sobre la alternativa de paso a través de estaciones sin excavar, en especial las que corresponden a la eliminación del riesgo de grandes deformaciones en las pantallas del recinto de estación, que deben ser anticipadas mediante costosos tratamientos, en ocasiones de dudosa eficacia.

Las máquinas tuneladoras que se prevé utilizar para estos tramos permitirán ejecutar túneles de diámetro interior de 8.43 m. Estas máquinas podrán disponer opcionalmente de herramientas de corte apropiadas para niveles más duros que se puedan encontrar en su recorrido.

La mayor parte de los materiales que se deberán excavar en este tramo serán los correspondientes a la formación Cangahua, aunque en el primer sector se afecta a terrenos del Miembro Quito de la formación Machángara, y en el tercero se excavará una longitud de unos tres kilómetros en los terrenos de deposición lacustre-palustre-aluvial de La Carolina.

Con distintos grados de compacidad, todos ellos son arenas, limos, y arcillas, en variadas proporciones relativas.

Hacia el centro del segundo sector el túnel se encaja en las tobas de base de la Cangahua entre los pK17+300 y 19+000.

No son previsibles desgastes considerables de las herramientas de corte del escudo.

La montera sobre clave del túnel será variable a lo largo de los sectores excavados con escudo, y son de considerable longitud los perforados con valores máximos no superiores a los 20 m y con mínimos del orden de 10 metros.

Un análisis detallado de las subsidencias y movimientos asociados a la perforación del túnel de línea con EPB ha sido incluido en el Anejo nº 25 del presente Proyecto, con el objeto de calibrar la necesidad de adoptar medidas adicionales a las de la perforación del túnel que limiten los riesgos derivados de ésta.

Otro aspecto importante es el de la necesaria auscultación e instrumentación de los trabajos de túnel, que se considera en el Anejo nº 24. El seguimiento de la auscultación a lo largo de la ejecución de las obras será fundamental para valorar el impacto de las mismas en el entorno (vial, edificaciones y servicios).

El establecimiento de distintos niveles de control y seguimiento en función de los riesgos previstos en el Proyecto es una primera fase de un sistema completo de vigilancia, control y eventual alarma, encaminado a la valoración anteriormente descrita.

Así pues, el sistema escogido para la perforación de los túneles mediante un escudo se considera como óptimo siempre que el seguimiento del mismo, la consideración de la presencia de pasos algo delicados y el cuidado de la ejecución y su adaptación a las circunstancias de trazado sean rigurosos y proporcionados respecto a la condición real de cada circunstancia de la obra que se proyecta.

Por otro lado, el uso de este tipo de maquinaria permitirá descomprimir el terreno mínimamente y evitar la formación de chimeneas.

Por medio de un sistema de inyección concurrente que rellene el espacio anular comprendido entre el anillo de dovelas y la excavación realizada por la máquina -sobrecorte o "gap"-, se evitará el asiento adicional que se derivaría de dicho huelgo.

Con todo ello, la subsidencia creada al paso de la excavación será normalmente muy pequeña, en la medida en la que la relajación de tensiones del terreno se minimizará.

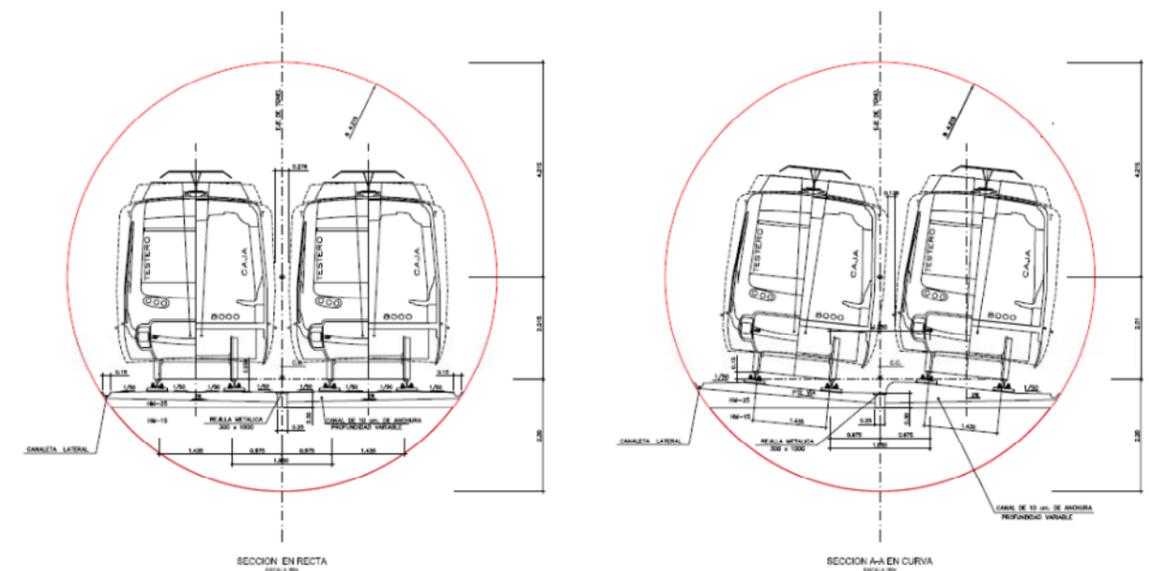
El revestimiento se ha previsto mediante anillos formados por dovelas prefabricadas de hormigón armado. Con 8.43 m de diámetro interior, 32 cm de espesor, y 1.50 m de longitud, el anillo será del tipo denominado universal, formado por siete dovelas (seis más dovela de cierre).

La inyección de mortero en el huelgo de sobrecorte se realizará simultáneamente con la excavación, desde la coraza, y por tanto a distancia mínima del frente, pero existe además la posibilidad de realizar -si se requiere- una inyección posterior a través de los insertos para manipulación e inyección situados en el centro de cada dovela.

Los tornillos serán rectos, y se utilizarán biconos para las juntas radiales y barras de guiado en las juntas longitudinales.

### 3.2. Criterios de diseño y dimensionamiento

En la geometría interior, el diámetro adoptado responderá a las necesidades de funcionamiento de una línea de ferrocarril de doble vía de 1.54 m de ancho, con el gálibo del material móvil que será utilizado, y de la electrificación que requiere su funcionamiento. Se adopta un diámetro interior de 8.43 metros para el revestimiento del túnel.



El diseño resistente del revestimiento del túnel se ha obtenido del análisis estructural de éste sometido a las sollicitaciones que se producen en las dovelas desde su fabricación y transporte a la obra, el montaje del anillo y las fuerzas que sobre este ejerce la tuneladora, a las acciones del terreno y el agua contenida en él, y al efecto de los terremotos.

### 3.3. Materiales

Las características más importantes de los materiales a emplear son las siguientes:

#### Hormigón en dovelas

- Peso específico: 25 KN/m<sup>3</sup>
- Resistencia especificada a la compresión:  $f_c$  40 MPa
- Deformación unitaria última: 0.3 %
- Coeficiente de dilatación térmica:  $\alpha = 1,08 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- Coeficiente de Poisson:  $\nu = 0.20$

#### Acero en armaduras grado A42

- Límite elástico a tracción (fluencia mínima) 420 MPa
- Resistencia última a tracción (fluencia máxima) 550 MPa
- Módulo de elasticidad del acero  $E_s = 200000$  MPa
- Resistencia especificada a la fluencia  $f_y = 420$  MPa
- Coeficiente de dilatación térmica:  $\alpha = 1,20 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- Coeficiente de Poisson:  $\nu = 0.30$

### 3.4. Cálculo estático

Para la comprobación del anillo de revestimiento se han determinado una serie de secciones características que resumen las peores condiciones de sollicitación debida a las cargas de terreno y el agua.

Las utilizadas se resumen a continuación:

HIPÓTESIS DE CARGA	CASOS NORMALES DE CARGA				
	1	2	3	4	5
Comentario	Max.recubrim Ko=0,47	Min.recubrim EPB2 Ko=0,61	Max.recubrim Ko=0,47	Min.recubrim EPB2 Ko=0,61	Min.recubrim EPB3 k0=0,47
Diámetro de la excavación [m]	9.4	9.4	9.4	9.4	9.4
Peso específico aparente [kN/m <sup>3</sup> ]	17.5	16	17.5	16	17.5
Coef.empuje horizontal, Ko [adim]	0.47	0.61	0.47	0.61	0.47
Cobertura sobre eje [m]	70.7	12.7	70.7	12.7	10.7
Cobertura sobre clave [m]	66	8	66	8	6
Nivel de agua [m]	seco	18	30	5	1
% de la carga geostática actuante, $\rho$	60%	100%	60%	100%	100%
Pv a cota de rasante [kN/m <sup>2</sup> ]	742	203	498	126	90
Ph a cota de rasante [kN/m <sup>2</sup> ]	349	124	234	77	42
Pv a cota de clave [kN/m <sup>2</sup> ]	693	128	477	98	55
Ph a cota de clave [kN/m <sup>2</sup> ]	326	78	224	60	26
<b>CONDICIONES ESTÁTICAS</b>					
Módulo de reacción radial, kr (kN/m <sup>3</sup> )	9 800	3 000	9 800	3 000	9 800
Módulo de reacción tangencial, kr (kN/m <sup>3</sup> )	3 800	1 100	3 800	1 100	3 800
<b>CONDICIONES DINÁMICAS</b>					
Módulo de reacción radial, kr (kN/m <sup>3</sup> )	37 000	12 500	37 000	12 500	37 000
Módulo de reacción tangencial, kr (kN/m <sup>3</sup> )	12 500	4 500	12 500	4 500	12 500

### 3.5. Cálculo sísmico

Las acciones debidas al los sismos se han determinado mediante la consideración de la ovalización, obtenida por el método de la deformaciones en campo libre preconizado para túneles por la ASSTHO.

### 3.6. Dimensionamiento

Los valores de sollicitación obtenidos para los sismos de diseño y de desempeño se han combinado con los debidos a las cargas y al agua en las correspondientes secciones de cálculo para determinar el espesor de dovela y las armaduras necesarias.

Por razones prácticas se utiliza la envolvente general de resultados, determinando así las dimensiones y armado de un único sistema para el anillo de dovelas prefabricadas.

### 3.7. Trabajos realizados

El diseño se ha basado en los resultados de modelos planos de elementos finitos tipo barra procesados mediante el programa SAP 2000, en los que además del revestimiento – considerado continuo y con articulación en las uniones entre dovelas- se ha incluido el terreno, modelizando su rigidez mediante elementos especiales que no admiten la tracción.

En el APÉNDICE 2 del presente anejo se incluyen en detalle los planteamientos, datos de entrada, hipótesis de cálculo y las comprobaciones relativas al diseño del revestimiento con anillos de dovelas prefabricadas para el túnel excavado con tuneladora.

## 4. TÚNEL DE LÍNEA Y GALERIAS EN MINA

### 4.1. Descripción general

Hacia el centro del tramo las condiciones de contorno resultan desfavorables para la excavación con tuneladora.

En efecto, la orografía de la ciudad en el entorno de la Plaza de San Francisco presenta un pronunciado relieve confinado entre quebradas, que condicionan la profundidad del túnel.

La cerrada trama urbana supone la perforación del túnel bajo edificios de antigua construcción, cuyos materiales podrían ser sensibles a las vibraciones producidas en el terreno por una tuneladora de tamaño considerable.

Por esta razón se ha determinado la construcción en mina por procedimientos convencionales del sector de túnel comprendido entre los alrededores de la Avenida 24 de Mayo (PK 20+000), y la Plaza del Teatro (PK 22+300).

El túnel se proyecta para doble vía, y el procedimiento de ejecución considerado es el de excavación secuencial (SEM), en que el frente se excava aproximadamente en la media sección superior para instalar el sostenimiento, y con el menor desfase posible se completa y sostiene la sección excavando la destroza, para ejecutar seguidamente el revestimiento completo.

Sobre la base de una sola geometría funcional, se han adaptado las soluciones a las características del terreno atravesado y a los condicionantes en superficie.

### 4.2. Criterios de diseño y dimensionamiento

En la geometría interior del túnel de línea, el diámetro adoptado responde a las necesidades del emplazamiento de una línea de ferrocarril de doble vía de 1.54 m de ancho, satisfaciendo los gálibos del material móvil que será utilizado, y de la electrificación que requiere su funcionamiento.

Para las galerías de acceso a los andenes, en las estaciones en que serán excavadas en mina, se adopta el mismo ancho funcional de los accesos a los andenes en el resto de estaciones: 6 m. La sección es abovedada con una reducida altura de hastiales. La bóveda es rebajada, de tres centros, y altura mínima en hombros de la sección supera los 2.35 m.

Se ha unificado la sección de las galerías de acceso desde el túnel a los pozos de bombeo y salida de emergencia en un solo tipo, con ancho de 2.5 m y sección en bóveda de medio cañón de 1.95 m de altura de hastiales a los arranques de la bóveda.

Para las cámaras de equipos se opta por la propia sección del túnel de línea. La decisión obedece a criterios de unificación de sistemas y simplificación de los procedimientos constructivos.

El diseño resistente del revestimiento del túnel y las galerías se ha obtenido del análisis estructural de éstas estructuras sometidas a las solicitaciones que se producen en ellas debidas a las acciones del terreno y el agua contenida en él, y al efecto de los terremotos.

Especialmente por causa de las solicitaciones sísmicas todos los revestimientos de túnel de línea y galerías deberán ser armados.

### 4.3. Materiales

Las características más importantes de los materiales a emplear son las siguientes:

Hormigón en dovelas

- Peso específico: 25 KN/m<sup>3</sup>
- Resistencia especificada a la compresión:  $f_c$  30 MPa
- Deformación unitaria última: 0.3 %
- Coeficiente de dilatación térmica:  $\alpha = 1,08 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- Coeficiente de Poisson:  $\nu = 0.20$

Acero en armaduras grado A42

- Límite elástico a tracción (fluencia mínima) 420 MPa
- Resistencia última a tracción (fluencia máxima) 550 MPa
- Módulo de elasticidad del acero  $E_s = 200000 \text{ MPa}$
- Resistencia especificada a la fluencia  $f_y = 420 \text{ MPa}$
- Coeficiente de dilatación térmica:  $\alpha = 1,20 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- Coeficiente de Poisson:  $\nu = 0.30$

#### 4.4. Sostenimiento del túnel SEM

##### 4.4.1. Generalidades

Para la comprobación del revestimiento de las distintas secciones se han considerado una serie de situaciones de emplazamiento características que resumen las peores condiciones de sollicitación debida a las cargas de terreno y el agua.

Las utilizadas para el túnel de línea comprenden recubrimientos de 6 a 60 m de altura sobre clave, y cargas de agua de hasta 37 m. Su situación, condiciones y la litología excavada se resumen a continuación:

sostenimiento	recubrimiento h(m)	carga de agua sobre clave h <sub>w</sub> (m)	litología excavada	ejemplo de p.k. donde se dan las condiciones
S-1	60	37	Andesitas	20+650
S-2	15	-3,0 (sólo media sección con agua)	Cangahua limo-arcillosa	22+160
S-2	30	5	Cangahua limo-arcillosa	22+960
S-3	6	-3,8 (sólo media sección con agua)	Cangahua limo-arcillosa/Tobas	22+520 (*)
S-3	15	-3,0 (sólo media sección con agua)	Cangahua limo-arcillosa	22+160 (*)

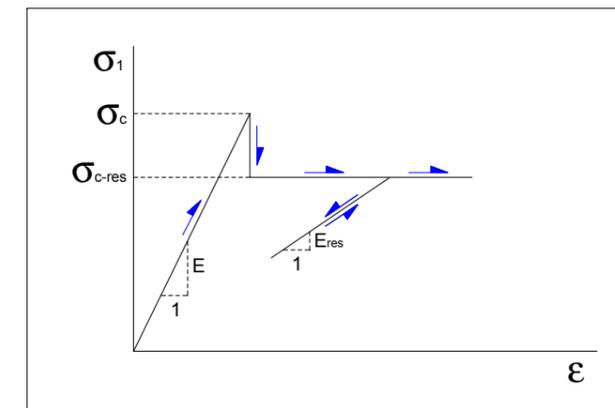
(\*)El sostenimiento S-3, no se ha previsto utilizar en todo el trazado, sin embargo, se han incluido algunos cálculos de estabilidad como una posible alternativa de diseño al túnel ejecutado con tuneladora

En la tabla siguiente se han resumido los parámetros geotécnicos utilizados con carácter general:

Litología	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)	E (MPa)	$\nu$
Cangahua limo-arcillosa	18	50	32	$60 \cdot (1+0,02 \cdot z)$	0,30
Cangahua no alterada	18	50	37	270	0,28
Andesitas	26	400	55	3.650	0,25

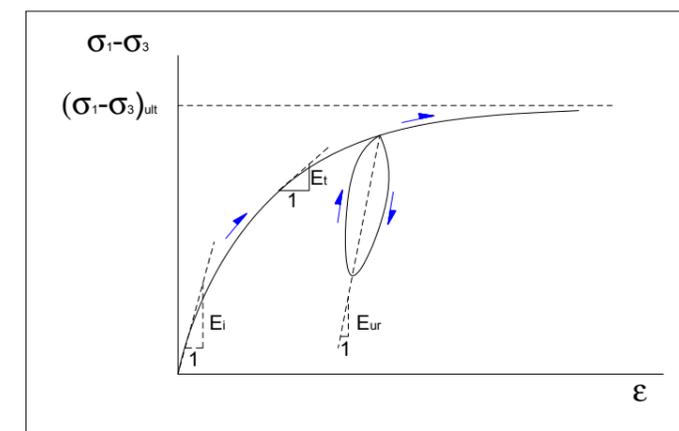
En los casos de menor recubrimiento, se ha tomado un modelo constitutivo elásto-plástico lineal con la consideración de resistencias de pico y residuales, así como de módulo de

deformación en estado elástico y residual. En la figura siguiente se ha representado un ciclo de carga-descarga para un material con estas características:



Para la modelización del comportamiento no lineal en términos de rigidez del terreno, se ha utilizado el modelo constitutivo de Duncan (1970).

En la figura siguiente se ha representado una trayectoria de deformación típica de un material no lineal:



Donde:

- $E_i$  es el módulo de deformación inicial tangente en carga
- $E_t$  es el módulo de deformación tangente para un estado de tensiones cualquiera
- $E_{ur}$  es el módulo de deformación en ciclos de carga recarga
- $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  es el desviador de tensiones último o asintótico

La hipérbola representada en la figura responde a la siguiente ecuación:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\epsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{\epsilon \cdot R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}}$$

$E_i$  se puede obtener a partir de la siguiente expresión:

$$E_i = K \cdot p_{atm} \cdot \left( \frac{\sigma_3}{p_{atm}} \right)^n$$

Donde:

- $R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}$  es el ratio de fallo y se encuentra relacionado con la ductilidad del terreno. El numerador representa el desviador para el que plastifica el material.
- $n$  es un exponente que tiene en cuenta la mayor o menor influencia del confinamiento en la deformabilidad del terreno.

Las expresiones prácticas de aplicación de los módulos de deformación en carga, y en descarga para los distintos estados tensionales, son las siguientes:

$$E_t = K \cdot p_{atm} \cdot \left( \frac{\sigma_3}{p_{atm}} \right)^n \cdot \left[ 1 - \frac{R_f \cdot (1 - \text{sen } \phi) \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)}{2 \cdot c \cdot \cos \phi + 2 \cdot \sigma_3 \cdot \text{sen } \phi} \right]^2$$

$$E_{ur} = K_{ur} \cdot p_{atm} \cdot \left( \frac{\sigma_3}{p_{atm}} \right)^n$$

En la tabla siguiente se han resumido los parámetros deformacionales utilizados en cada caso:

Litología	$p_{atm}$ (kPa)	K (trabajando en kPa)	$K_{ur}$ (trabajando en kPa)	n	$R_f$
Cangahua limo-arcillosa	101,3	650	1.950	0,7	0,90
Cangahua no alterada		2.700	8.100	0,5	0,85

Para el análisis de la estabilidad del túnel, se han estudiado los datos aportados por algunos ensayos presiométricos realizados por la empresa HIGGECO.

Teniendo en cuenta que las curvas están expresadas en términos de volumen de gas aportado a una sonda tubular calibrada, se ha utilizado la siguiente expresión tomada de la publicación "Grundbau Taschenbug (2002)":

$$E_M = 2,66 \cdot \frac{\Delta p}{\Delta V} \cdot (V_r + V_o)$$

Donde  $V_o$  representa el volumen de la sonda a presión atmosférica, y  $V_r$  el volumen de la sonda a la presión horizontal de equilibrio (estado en reposo del terreno).

En la tabla siguiente se han incluido los módulos de deformación presiométricos obtenidos según esta metodología:

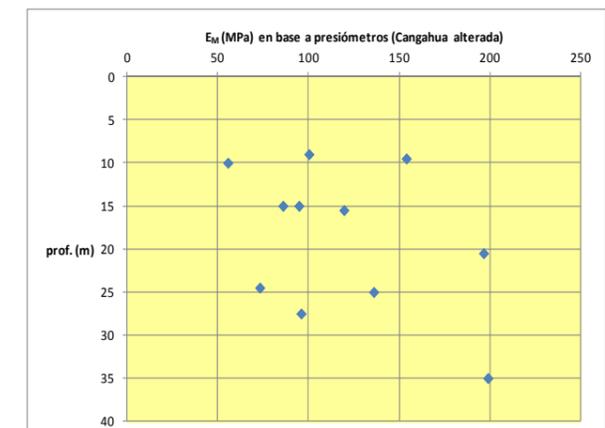
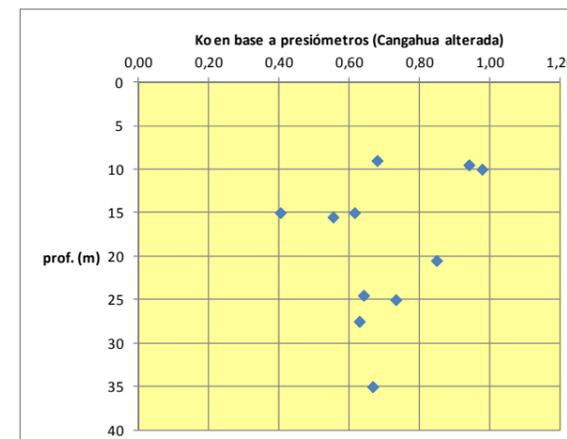
Sondeo	prof. (m)	$E_M$ (MPa)	E estimado(MPa)
SMQ-12	9,5	77	154
SMQ-25	24,5	36	73
SMQ-25	27,5	48	96
SMQ-27	25,0	68	136
SMQ-27	35,0	99	199
SMQ-37	19,5	157	315
SMQ-40	20,5	98	197
SMQ-42	9,0	50	100
SMQ-43	15,0	47	95
SMQ-47	15,0	43	86
SMQ-53	15,5	60	120
SMQ-63	10,0	28	56

De acuerdo con el criterio de Leblanc (1982), para materiales limosos y arenosos, el módulo de deformación sería de 2 a 3 veces el módulo presiométrico.

Además, a partir de las curvas presiométricas, y teniendo en cuenta la densidad del terreno y la profundidad del nivel freático, se ha estimado el coeficiente de empuje al reposo en cada uno de los ensayos. La expresión que se ha utilizado ha sido:

$$k_o = \frac{p_{ho} - u}{\sigma_{vo}'}$$

En las gráficas siguientes se ha representado el módulo de deformación y el coeficiente de empuje al reposo:



A partir de la información aportada por estos datos, se ha considerado establecer los siguientes intervalos para la litología “Cangahua alterada”:

profundidad (m)	tipo de terreno	E (MPa)	k <sub>o</sub>
0 a 10	suelo	65	0,40
10 a 20	suelo	75	0,65
20 a 30	suelo	160	0,65
>30	suelo	200	0,65
>30	roca	3.650	0,65

A modo de tanteo previo, se va a estimar la relajación del túnel en avance a partir de la siguiente expresión, deducida de los planteamientos de Panet (1995):

$$\lambda = 1 - \frac{2}{3} \cdot e^{\frac{-x}{0,7 \cdot R}}$$

Donde:

- R es el radio de la excavación (media geométrica de los radios de la sección de avance)=3,9m
- x es la longitud de pase=1m
- λ es la relajación de tensiones en el terreno a esa distancia del frente

El resultado de la fórmula anterior, con los datos indicados, es de 54%. Conviene comentar que este planteamiento supone un grado de sollicitación medio para el terreno en proporción a sus capacidades resistentes, así como la no colaboración del sostenimiento ya colocado en los pases anteriores. Este último aspecto es significativamente importante para el caso de pases cortos con cierre completo de la sección.

Los cálculos numéricos se han realizado con el programa de elementos finitos Phase2 versión 8 de la compañía Rocscience.

Se ha empleado un modelo estático de deformación plana, utilizando las siguientes unidades:

- m para longitudes y desplazamientos
- kN/m<sup>2</sup> para tensiones

Partiendo de un planteamiento de solución débil en base a la aplicación del Principio de los Trabajos Virtuales, la obtención de los estados de equilibrio se ha efectuado mediante el método directo de eliminación gaussiana aplicado a la matriz de rigidez [K].

Para cada iteración, se recalcula la matriz de rigidez suponiendo un comportamiento no lineal de los materiales, de manera que se cumpla la siguiente formulación de equilibrio:

$$\bar{p}_n - \bar{f}_i = [K]_i \cdot \Delta \bar{u}_i$$

Donde:

$\bar{p}_n$  es el vector de cargas aplicadas en el escalón de carga n.

$\bar{f}_i$  es el vector de fuerzas internas nodales en la iteración i.

[K]<sub>i</sub> es la matriz de rigidez

$\Delta \bar{u}_i$  es el vector de desplazamientos nodales en la iteración i.

De esta manera, se obtiene directamente el vector de desplazamientos a partir de la siguiente expresión:

$$\Delta \bar{u}_i = (\bar{p}_n - \bar{f}_i) \cdot [K]_i^{-1}$$

En consecuencia, tanteando una matriz de rigidez diferente en la siguiente iteración, [K]<sub>i+1</sub><sup>-1</sup>

se vuelve a obtener un vector de desplazamientos  $\Delta \bar{u}_{i+1}$ . Este nuevo vector si es menor que el anterior significa que el desequilibrio  $(\bar{p}_n - \bar{f}_{i+1})$ , también lo es, y por tanto se vuelve a tantear en la siguiente iteración otra matriz de rigidez con la misma tendencia que la anterior. Si el desequilibrio del modelo aumentase, entonces se tantearía una matriz diferente de la anterior con una tendencia diferente. De esta manera, progresivamente se reduce el desequilibrio del modelo en cada iteración y se da por concluido el cálculo cuando, o bien se alcanza el criterio de convergencia, o bien se alcanza el número máximo de iteraciones prescrito al comenzar los cálculos.

El criterio de convergencia aplicado en cada iteración ha sido el de máxima energía absoluta, es decir:

$$\left| \frac{\Delta \bar{u}_i \cdot (\bar{p}_n - \bar{f}_i)}{\Delta \bar{u}_0 \cdot (\bar{p}_n - \bar{f}_0)} \right| < \text{tolerancia}$$

Donde:

$\Delta \bar{u}_0$  es el vector de desplazamientos nodales en la iteración inicial “o” del escalón de carga “n”.

4.4.2. Resumen de sostenimientos

Sostenimiento	Tipo de terreno	Recubrimiento sobre clave	Excavación	Paraguas de protección	Longitud de pase	Hormigón proyectado	Bulones de acero	Cerchas	Malla electrosoldada	Elementos especiales
S-1	roca RMR>45	mayor de 15m	avance y destroza con contrabóveda	no	2m en avance 4m en destroza	e=15cm f <sub>ck</sub> =35MPa f <sub>ckj (24horas)</sub> >30%f <sub>ck</sub>	de expansión L=6m 1m (T) x 2m (L) q <sub>rot</sub> >200kN	no	φ8 #150mm f <sub>yk</sub> =500MPa	no
S-2	suelo	mayor de 15m	avance y destroza con contrabóveda	no	1m en avance 1m en destroza	e=35cm f <sub>ck</sub> =35MPa f <sub>ckj (24horas)</sub> >30%f <sub>ck</sub>	no	HEB-140 / 1ml tresillones φ25 separados 1,2m f <sub>yk</sub> >275 MPa (*)	φ8 #150mm f <sub>yk</sub> =500MPa	bulones de fibra de vidrio en el frente φ25 d <sub>p</sub> > 60mm L>12m presolera en avance
S-3 (***)	suelo	menor 15m	avance y destroza con contrabóveda	micropilotes inyectados con mortero de cemento L=17m α < 3° s=40cm d <sub>p</sub> =140mm d <sub>e</sub> =88,9mm e=7,14mm f <sub>yk</sub> >275 MPa	1m en avance 1m en destroza	e=25cm f <sub>ck</sub> =35MPa f <sub>ckj (24horas)</sub> >30%f <sub>ck</sub>	no	HEB-180 / 1ml tresillones φ25 separados 1,2m f <sub>yk</sub> >275 MPa (**)	no	bulones de fibra de vidrio en el frente φ25 d <sub>p</sub> > 60mm L>12m  presolera en avance pata de elefante

(\*) Las cerchas se deberían colocar después de gunitada una capa de hormigón 18cm de espesor.

(\*\*) Las cerchas se deberían colocar después de gunitada una capa de hormigón de 3cm de espesor.

(\*\*\*) El sostenimiento S-3, no se ha previsto utilizar en todo el trazado, sin embargo, se han incluido algunos cálculos de estabilidad como una posible alternativa de diseño al túnel ejecutado con tuneladora

Para los bulones de acero se recomienda un diámetro de perforación de 45 a 51mm, junto con placas de reparto de dimensiones mínimas 200x200mm y una carga en rotura mínima de 100kN

Para los bulones de fibra se recomienda una cuadrícula de 1,5mx1,5m al tresbolillo en el frente de avance.

La presolera en avance se recomienda con un espesor mínimo de 15cm, ejecutada con hormigón f<sub>ck</sub>>35MPa con malla electrosoldada φ8 #150mm f<sub>yk</sub>=500MPa

Las secciones de excavación se han diseñado teniendo en cuenta los espesores previstos para el sostenimiento y el revestimiento, así como un sobrecancho radial de 5cm como tolerancia de ejecución.

El mortero de inyección debería tener f<sub>ck</sub> mínima de 25 MPa.

Los solapes mínimos que se recomiendan son:

- micropilotes: 4m
- malla electrosoldada: 30cm
- bulones de fibra de vidrio: 15m solapados 3m

#### 4.4.3. Tramificación de sostenimientos

De acuerdo con la información disponible, se ha resumido en la tabla siguiente la tramificación de los sostenimientos previstos:

pk inicio	pk final	longitud (m)	sostenimiento
20+013	20+580	567	S-2
20+580	20+885	305	S-1
20+885	21+124	239	S-2
21+156	21+254	98	S-2
21+293	21+397	104	S-2
21+518	22+295	777	S-2

En la tabla siguiente se ha incluido la longitud total de túnel prevista para cada sostenimiento.

sostenimiento	longitud total (m)	porcentaje sobre el total
S-1	305	15 %
S-2	1.785	85 %
S-3 (*)	0	0 %
total túnel	2.090	--

(\*) El sostenimiento S-3, no se ha previsto utilizar en todo el trazado, sin embargo, se han incluido algunos cálculos de estabilidad como una posible alternativa de diseño al túnel ejecutado con tuneladora.

#### 4.4.4. Cálculo de sostenimiento s-3 con 6 m de recubrimiento

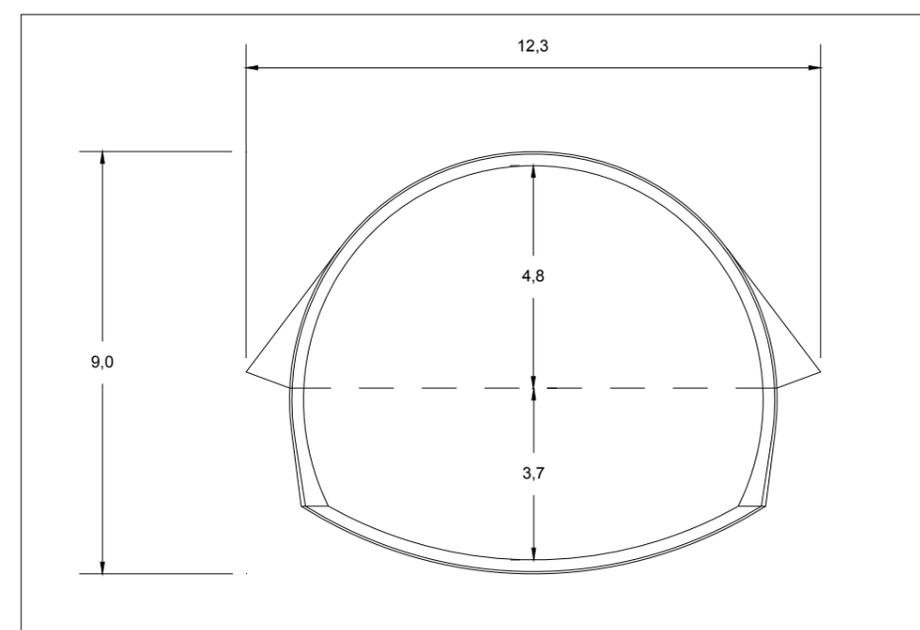
##### 4.4.4.1. Datos iniciales

En la tabla siguiente se han resumido algunas de las magnitudes incluidas en este cálculo:

Recubrimiento sobre clave (m)	Litologías afectadas	Procedimiento constructivo
6	Cangahua limo-arcillosa Cangahua no alterada	Sección partida en avance y destroza, calando el avance

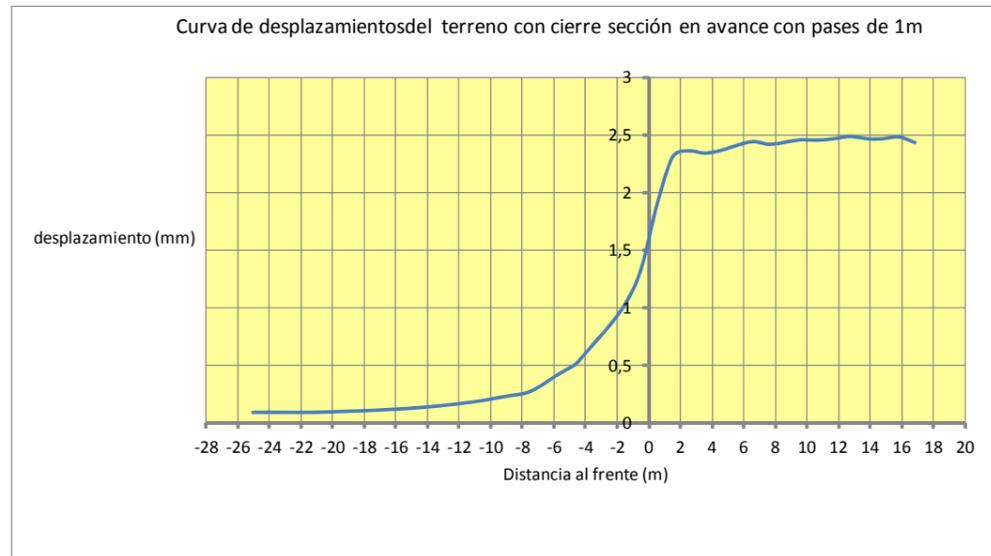
Corte geotécnico del terreno	
prof. (m)	litología
0,0 a 9,8	Cangahua limo-arcillosa
> 9,8	Tobas

En la figura siguiente se ha representado la geometría de la excavación:

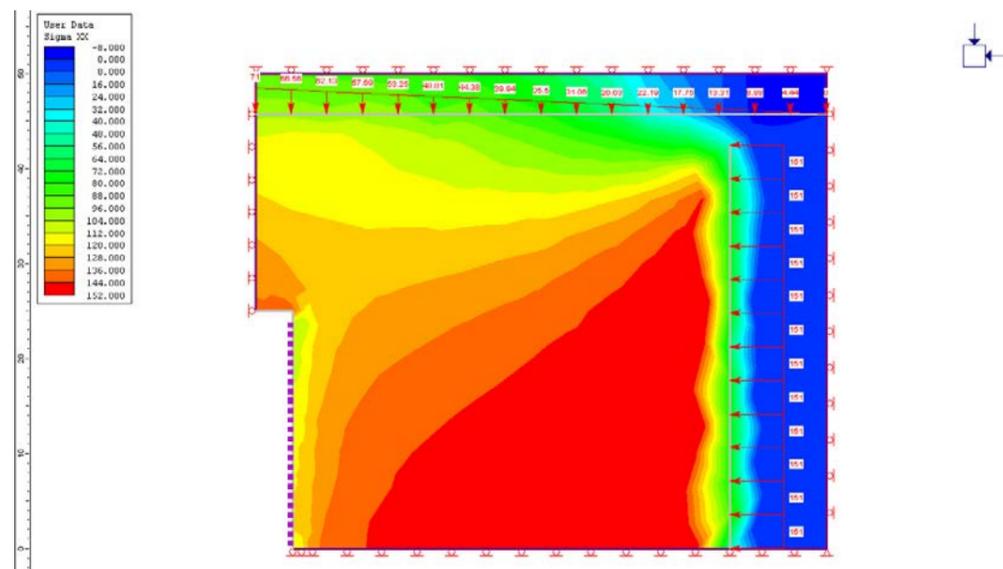


#### 4.4.4.2. Curva de relajación en avance

En la gráfica siguiente se han representado las semiconvergencias en función de la distancia al frente para un modelo axilimétrico de elementos finitos con un radio de excavación igual a 3,9m y un cierre de sección con hormigón proyectado de 37% de rigidez con respecto a la nominal.



En la imagen siguiente se ha representado la tensión normal del terreno sobre el sostenimiento en el modelo axilimétrico antes mencionado. Como se puede apreciar, esta tensión es de unos 125 kN/m<sup>2</sup>, lo que significa una relajación de tensiones del 20%.



En el caso de la fase de destroza, se ha estimado una relajación del 30% teniendo en cuenta el diferente confinamiento del terreno con respecto a la fase anterior.

#### 4.4.4.3. Modelización del sostenimiento

En la siguiente tabla se han resumido las características principales del sostenimiento considerado para el estudio de estabilidad de esta sección:

espesor (cm)	f <sub>ck</sub> del hormigón proyectado (MPa)	cerchas	paraguas de micropilotes
25	35	HEB-180 cada 1ml	d <sub>p</sub> =140mm separados 40cm y solapados un mínimo de 4m

En la gráfica siguiente se ha representado la curva de endurecimiento considerada para el hormigón proyectado teniendo en cuenta la adición de un acelerante de fraguado:



Se ha estimado que la resistencia a compresión del hormigón proyectado a 24 horas de su puesta en obra, es un 30% de la resistencia nominal.

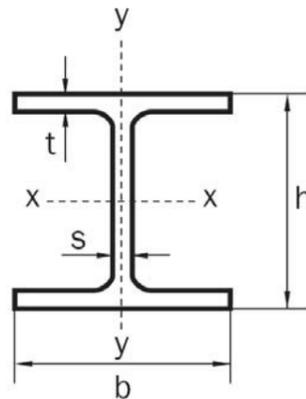
Características del sostenimiento consideradas en el cálculo:

tipo	h (m)	f <sub>cd</sub> (MPa)	f <sub>ctd</sub> (MPa)	E <sub>cm</sub> (MPa)	A (m <sup>2</sup> /ml)	I (m <sup>4</sup> /ml)	FS
Hormigón proyectado a 24 horas	0,25	26,900	1,728	22.480	0,25	0,0013	1,3
Hormigón proyectado a 28 días	0,25	8,077	0,775	29.779	0,25	0,0013	1,3

Donde:

- $h$  es el espesor del sostenimiento
- $f_{cd}$  es la resistencia de cálculo a compresión del sostenimiento
- $f_{ctd}$  es la resistencia a tracción del sostenimiento
- $E_{cm}$  es el módulo de deformación secante del sostenimiento
- $A$  es el área de la sección transversal del sostenimiento
- $I$  es el momento de inercia a flexión de la sección del sostenimiento
- FS es el coeficiente de seguridad parcial que minora aún más las resistencias del sostenimiento (se ha tomado un coeficiente de minoración para las resistencias características igual a 1,3)

Además del hormigón proyectado, el sostenimiento se ha diseñado incorporando cerchas de acero HEB-180 espaciadas 1m, con las siguientes características:

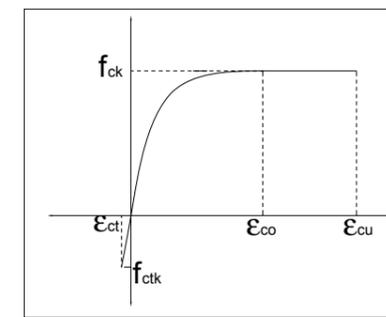
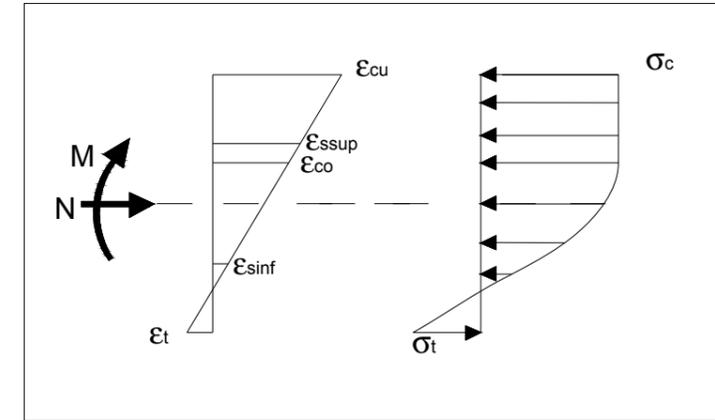


En la tabla siguiente se han resumido las características principales de estos elementos:

$f_{yd}$ (MPa)	$h$ (mm)	$b$ (mm)	$s$ (mm)	$t$ (mm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Peso (kg/ml)	$I_x$ (cm <sup>4</sup> )
239	180	180	8,5	14,0	65,3	51,2	3.831

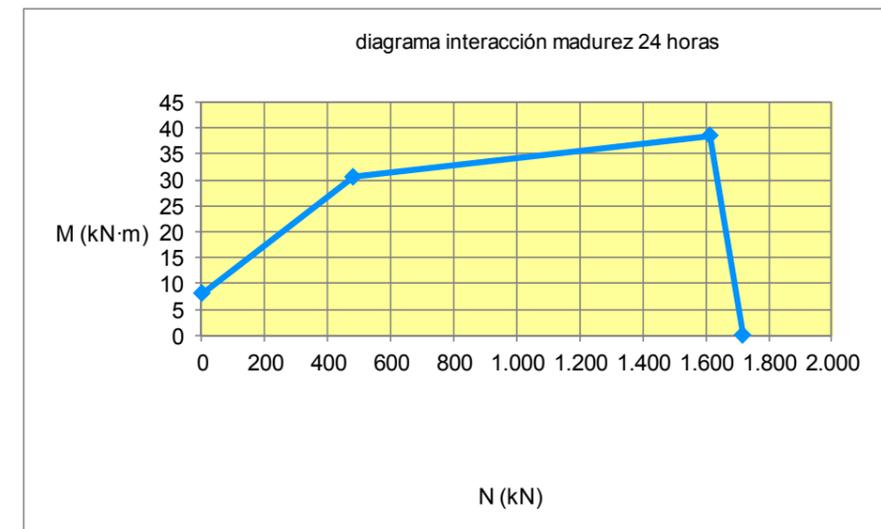
Siendo  $f_{yd}$  el límite elástico del acero considerado en los cálculos (obtenido a partir de minorar por 1,15 el límite elástico característico del acero)

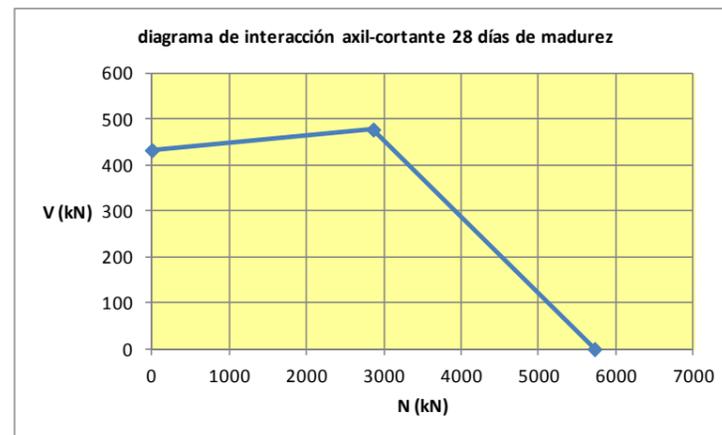
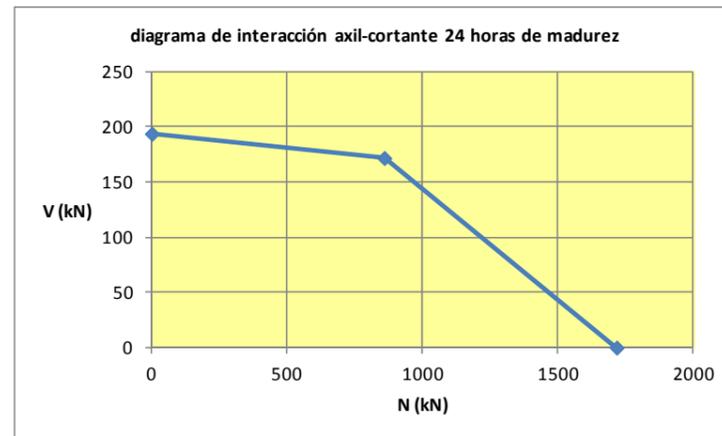
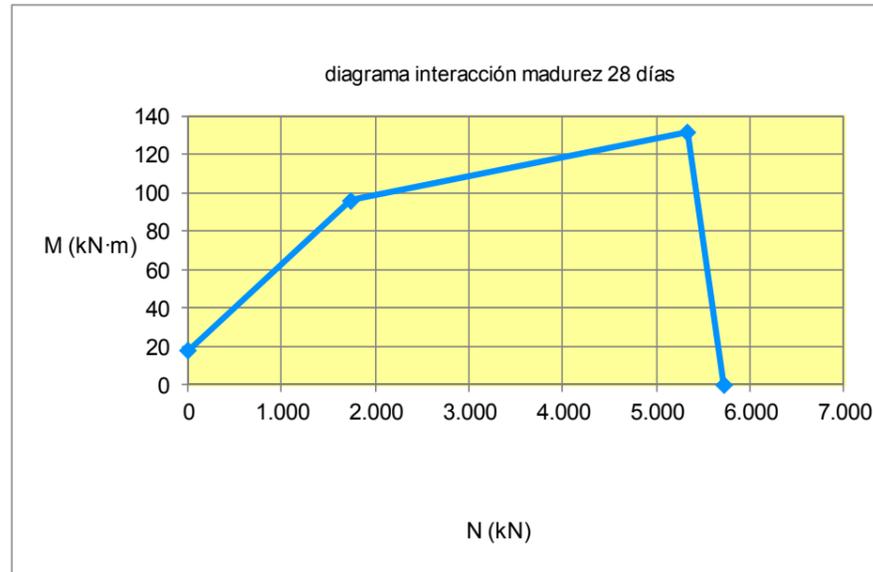
En las figuras siguientes se ha representado el diagrama de tensiones utilizado en la modelización del sostenimiento a flexión compuesta para el caso de mayor flector:



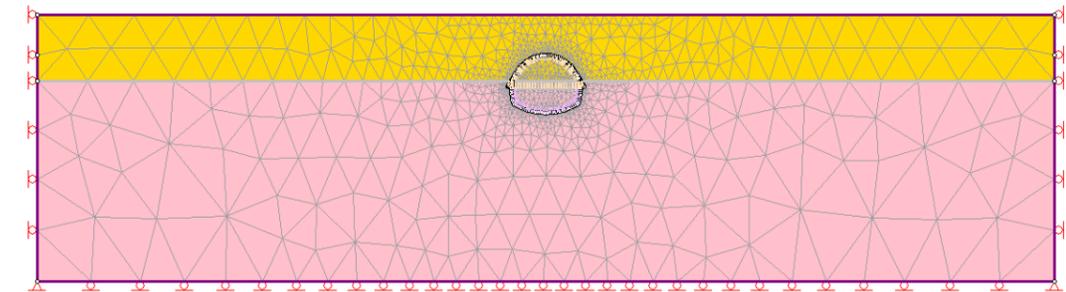
Donde  $\epsilon_{cu}=3,5 \cdot 10^{-3}$ , y  $\epsilon_{co}=2,0 \cdot 10^{-3}$

A continuación se han representado los diagramas de interacción axil-flector y axil-cortante para suponiendo que se trata de un hormigón proyectado con una madurez de 24 horas y de 28 días:





4.4.4.4. Modelo de cálculo



4.4.4.5. Fases de cálculo

Imagen	Descripción
	Condiciones geostáticas iniciales. Al final del cálculo de esta fase, se anulan todos los desplazamientos del modelo.
	Excavación en avance con una relajación de las tensiones naturales del terreno igual al 10%

Además de lo anterior, se debe mencionar que los elementos rectos como la presolera en avance, en caso de estar traccionados, pueden considerarse en servicio aunque alcancen esfuerzos axiales de más 1.000 kN/ml debido a la colaboración de las cerchas.

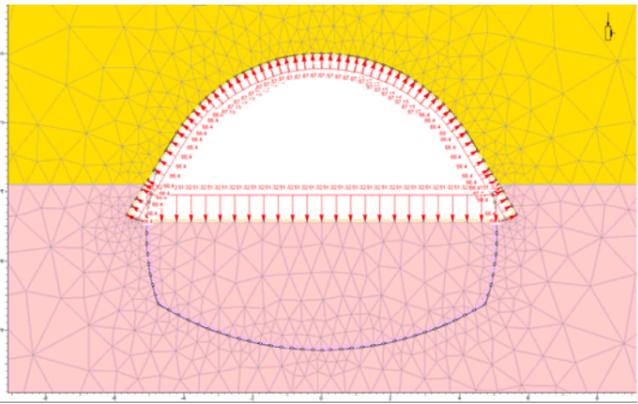
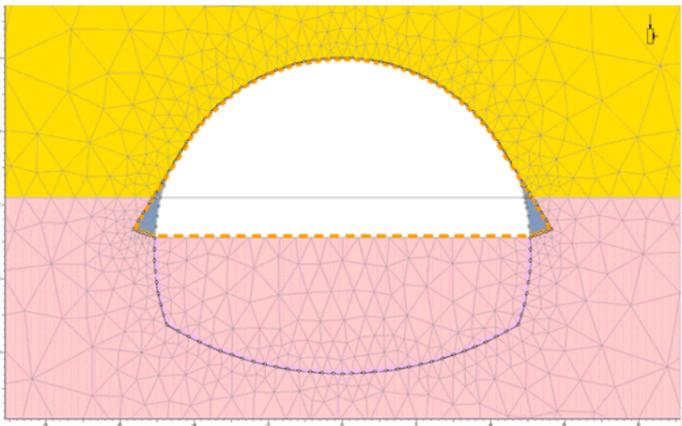
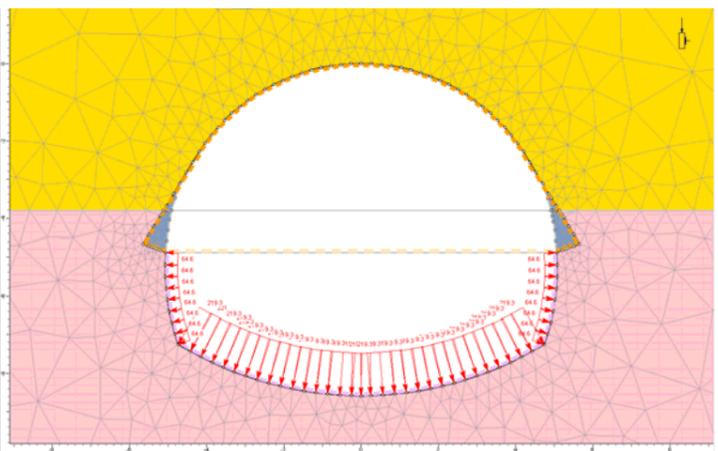
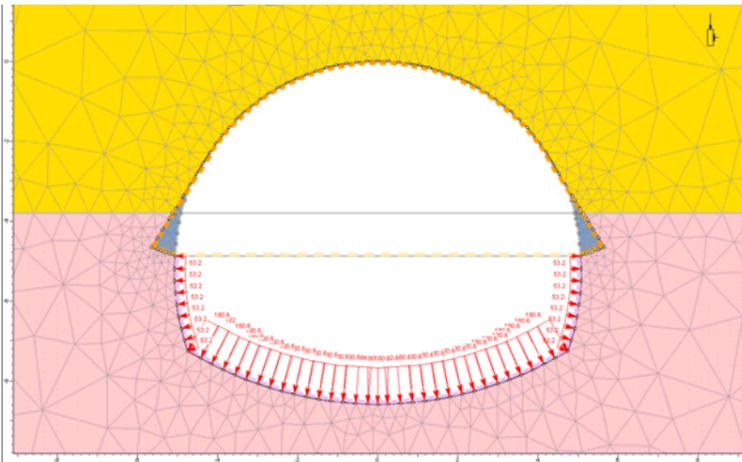
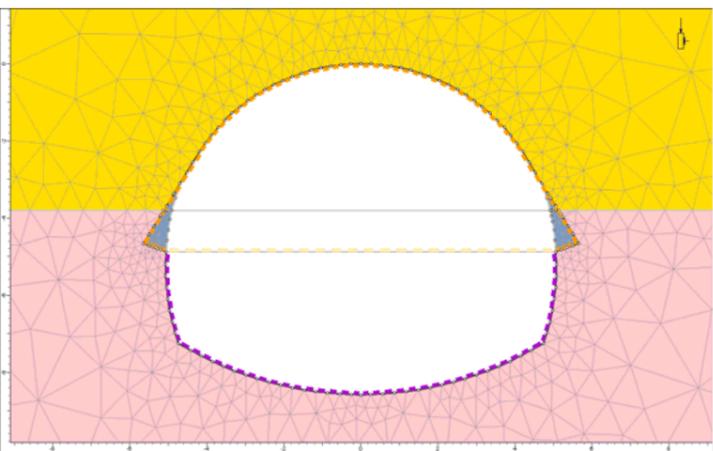
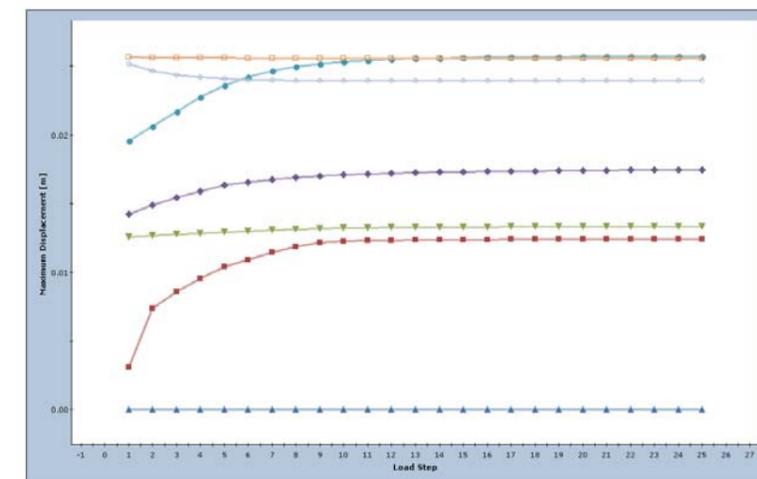
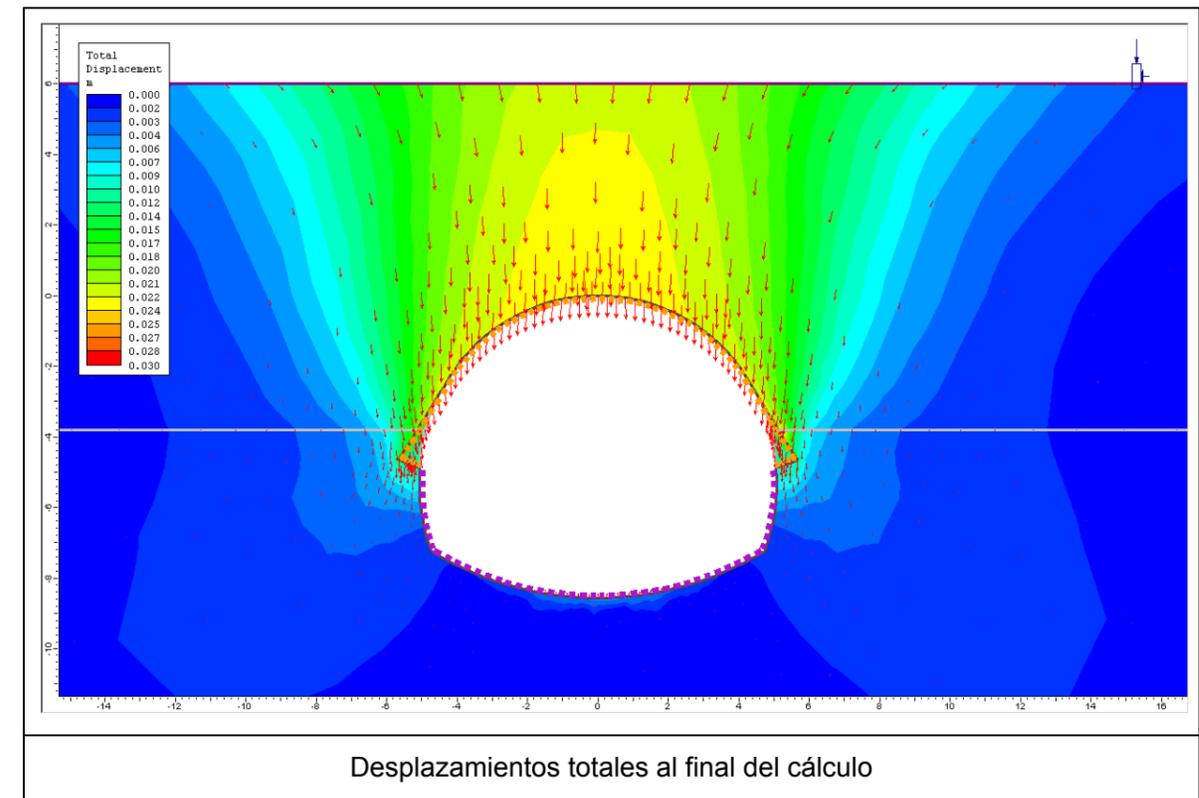
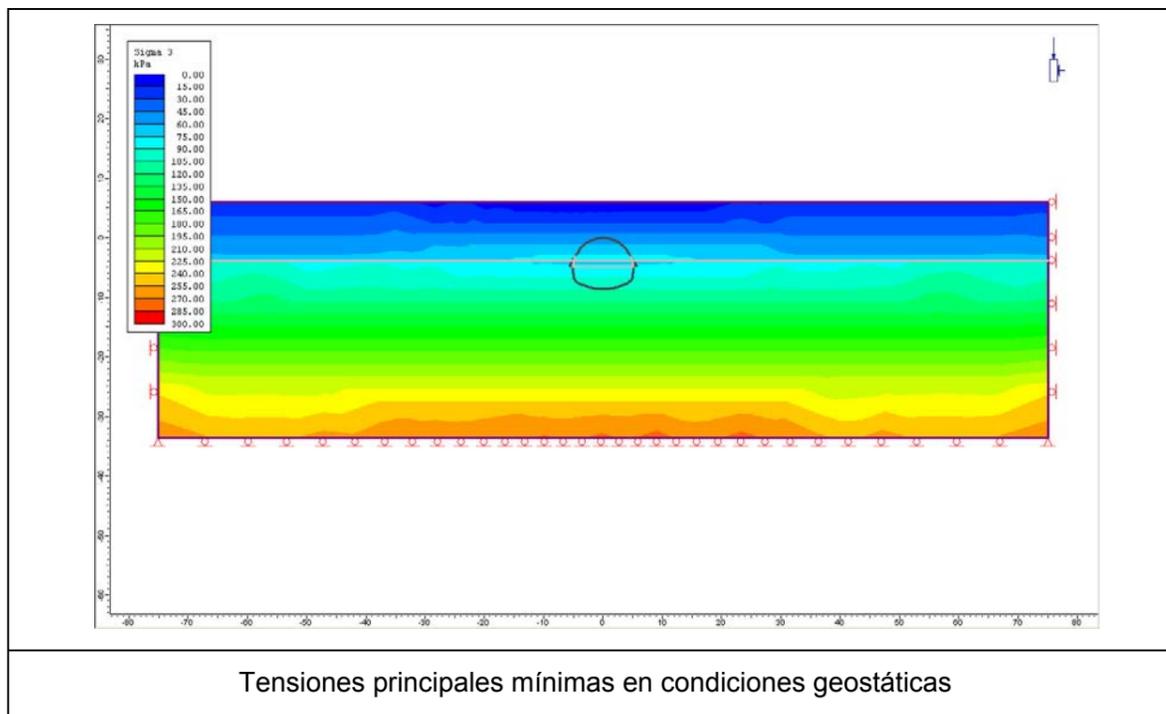
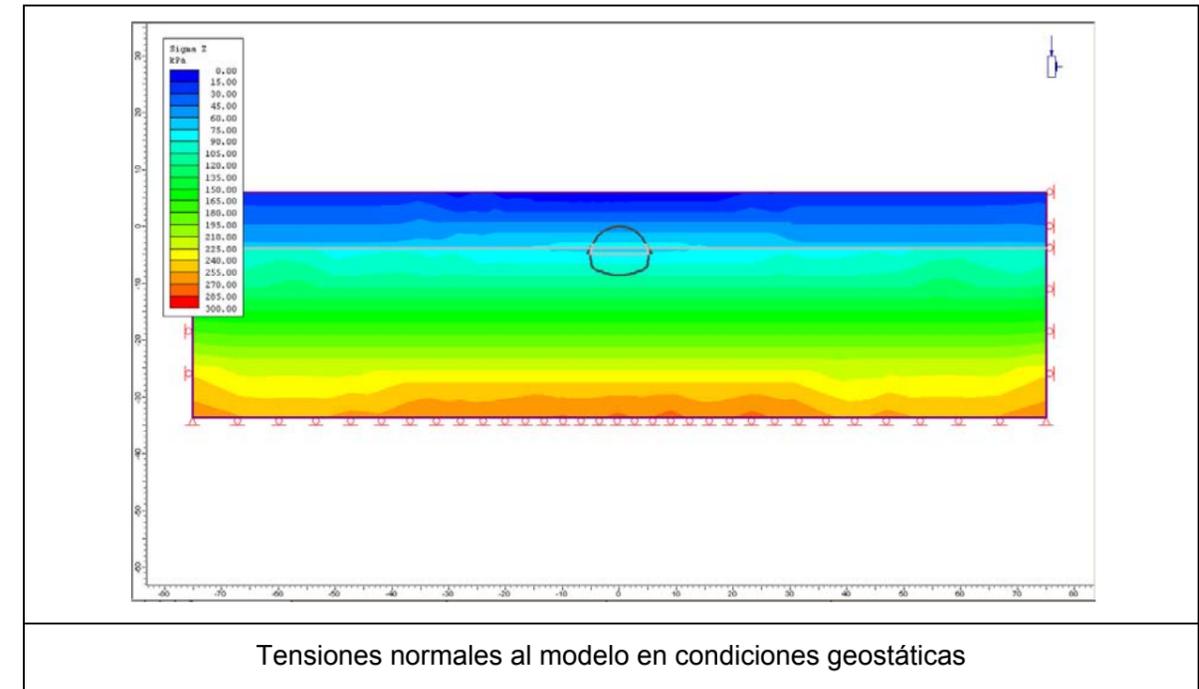
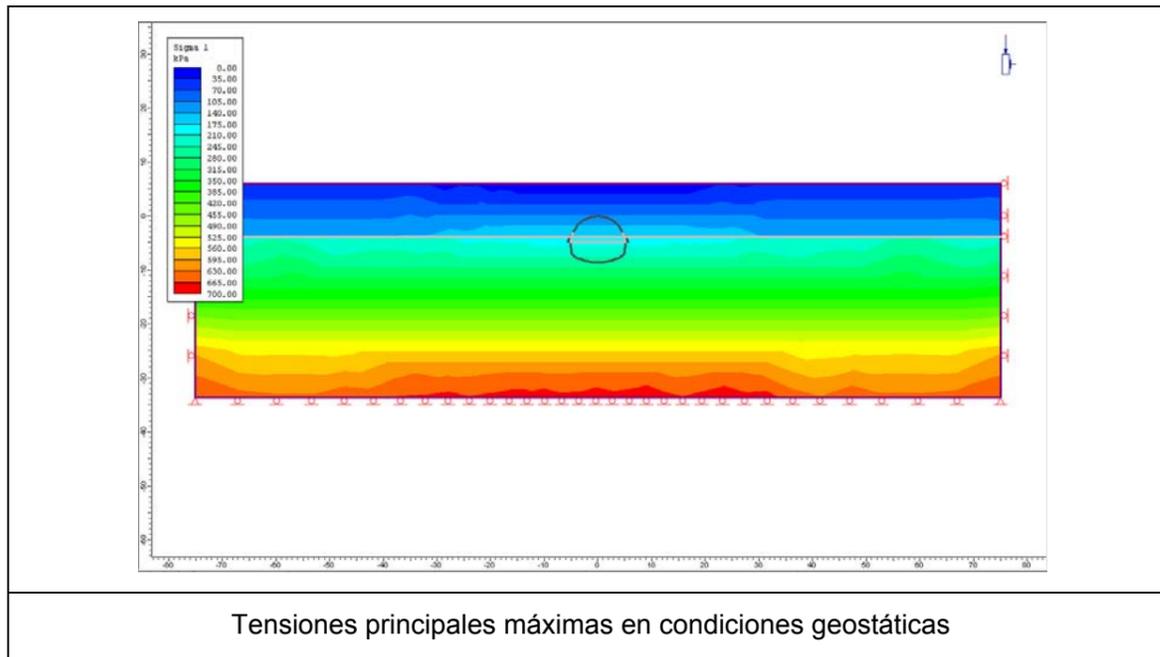
Imagen	Descripción
	Excavación en avance con una relajación de las tensiones naturales del terreno igual al 20%
	Colocación del sostenimiento en avance con presolera. Madurez del hormigón equivalente a 24 horas desde su colocación (un 30% de la resistencia de cálculo a 28 días)
	Excavación en destroza con un 15% de relajación de las tensiones naturales del terreno. Demolición de la presolera. Madurez del hormigón en la bóveda y hastiales igual a 28 días.

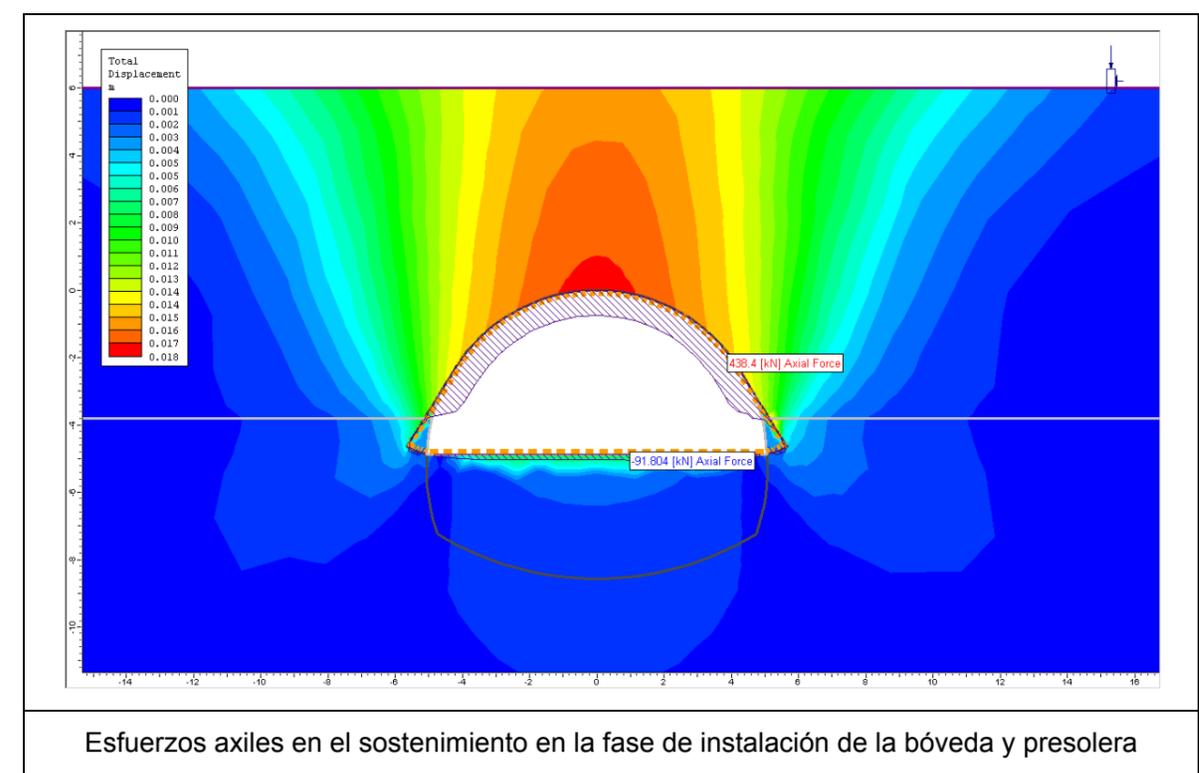
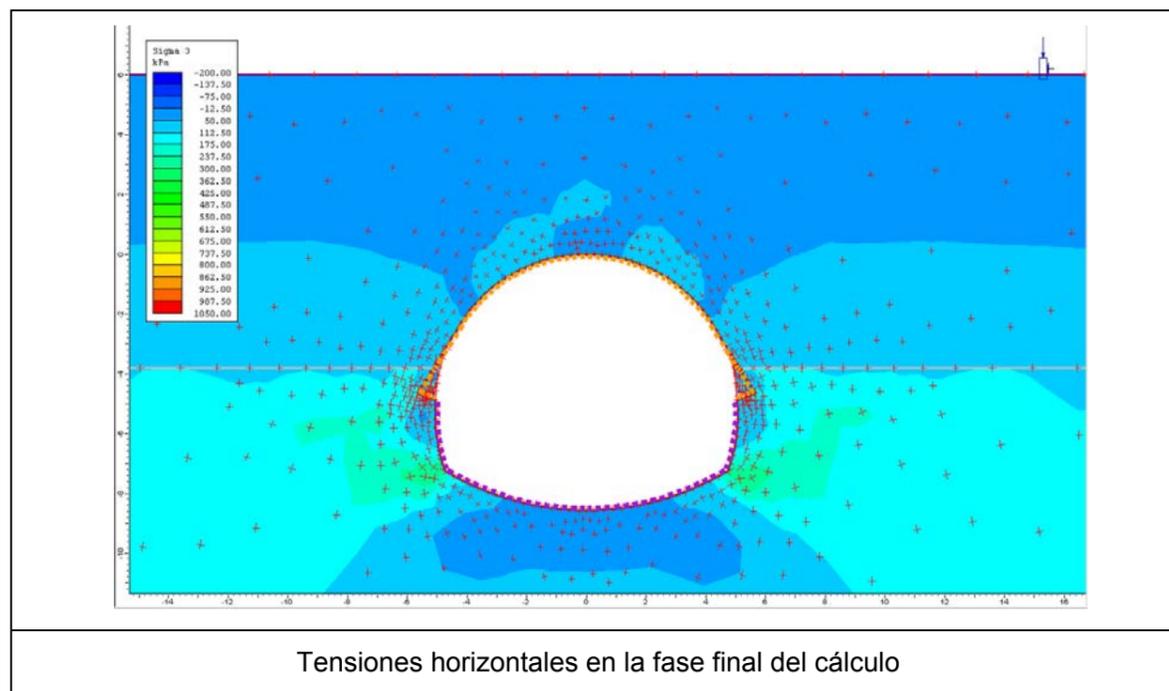
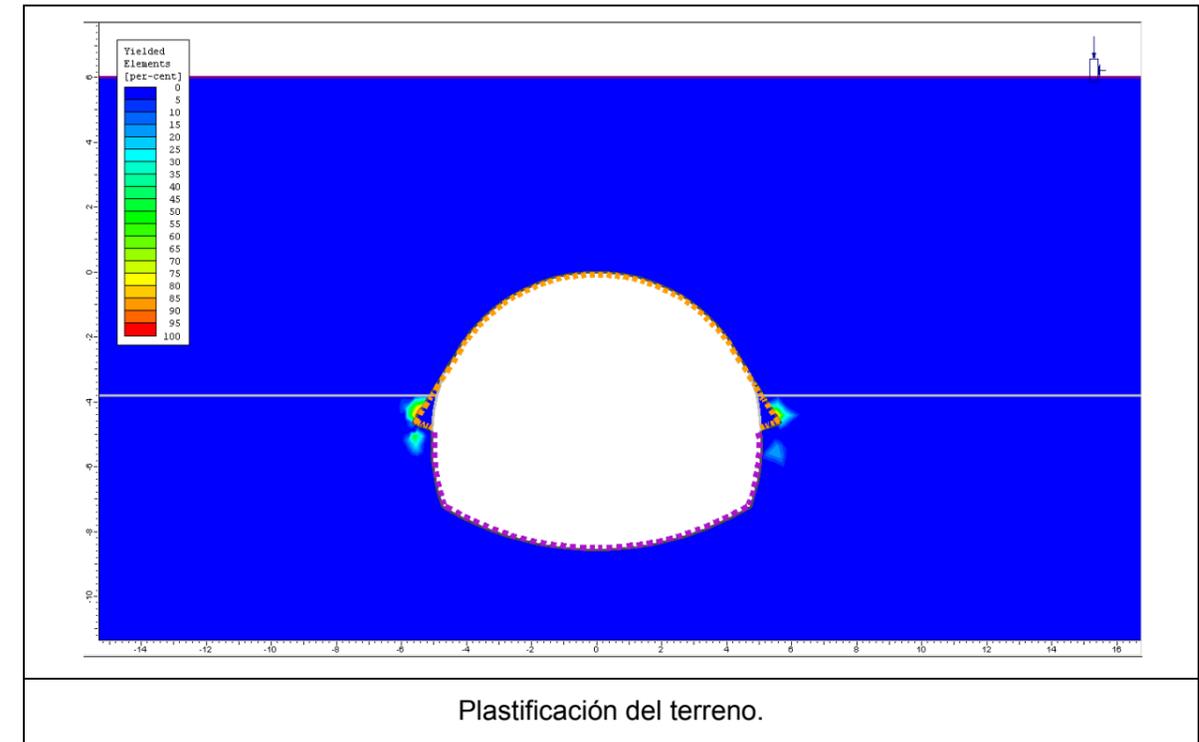
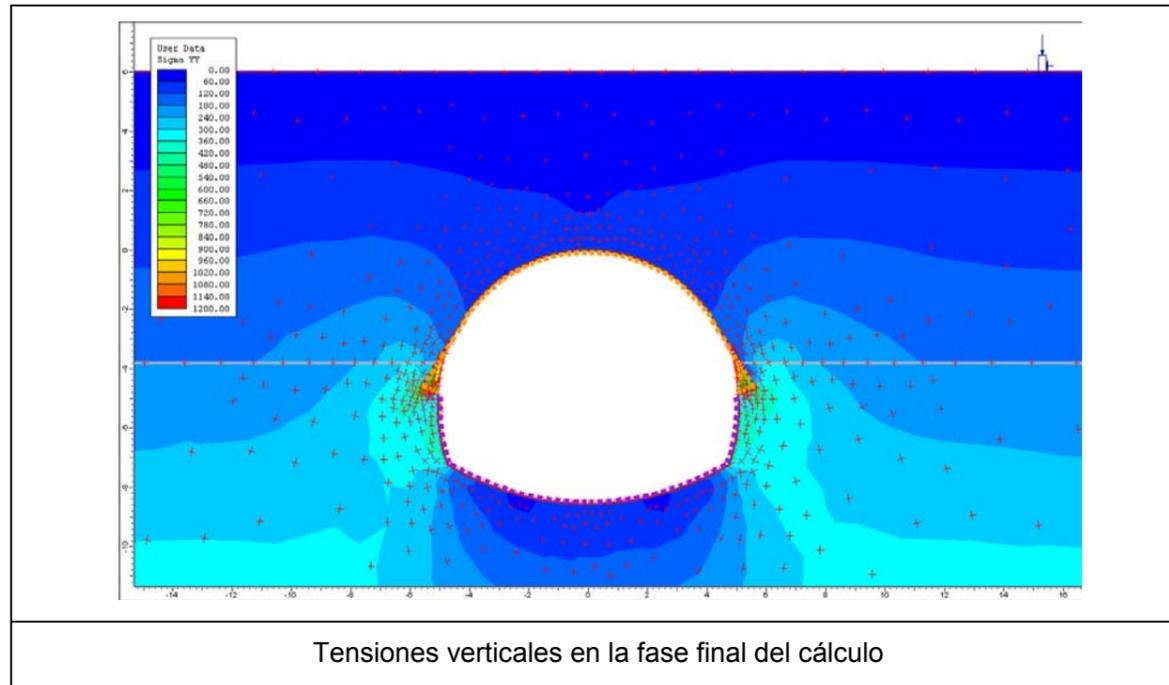
Imagen	Descripción
	30% de relajación de las tensiones naturales del terreno.
	Colocación del sostenimiento en destroza y contrabóveda. Madurez del hormigón de destroza equivalente a 24 horas desde su colocación (un 30% de la resistencia de cálculo a 28 días). El hormigón en bóveda y hastiales permanece sin cambios.

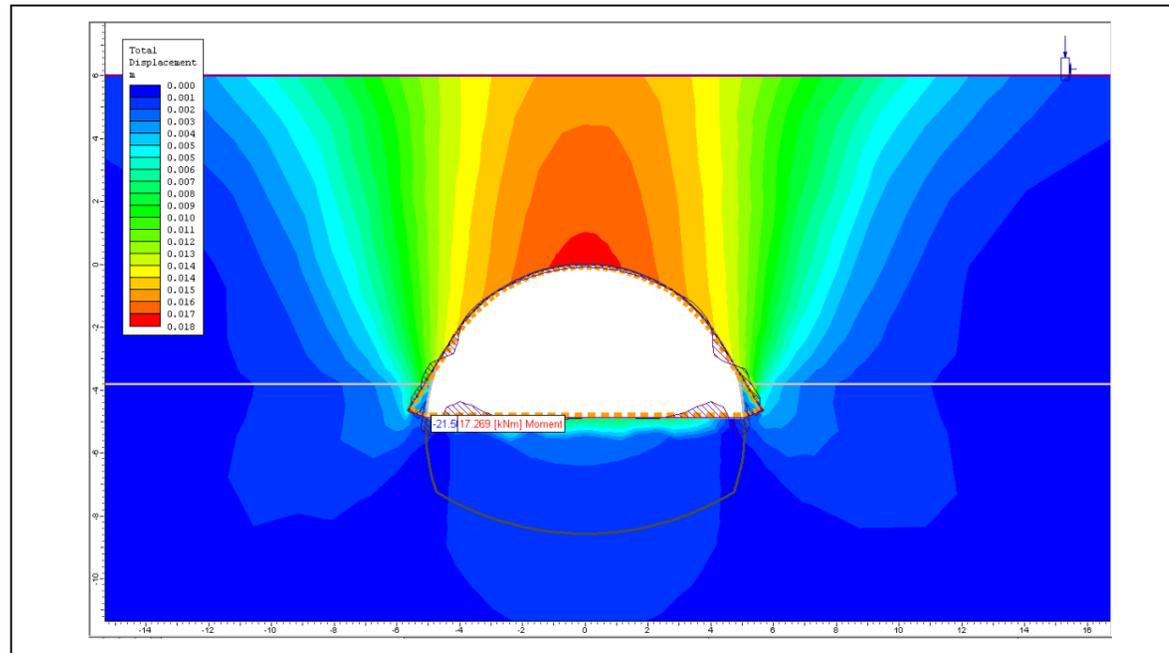
4.4.4.6. Curvas carga-desplazamiento



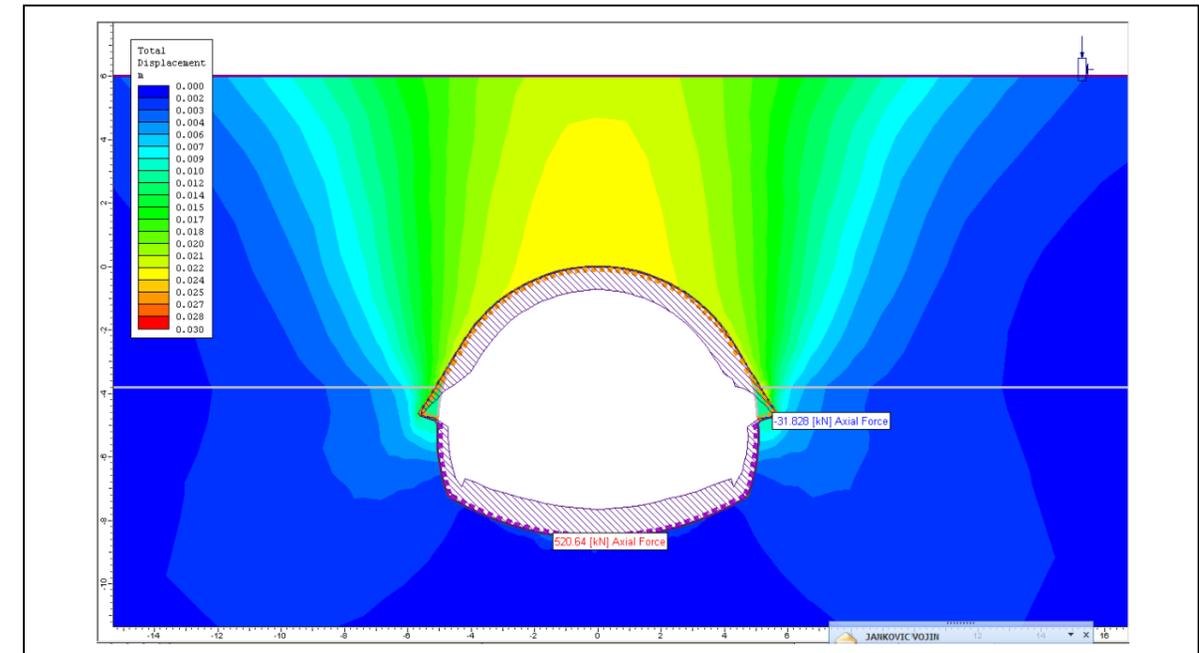
4.4.4.7. Salidas gráficas



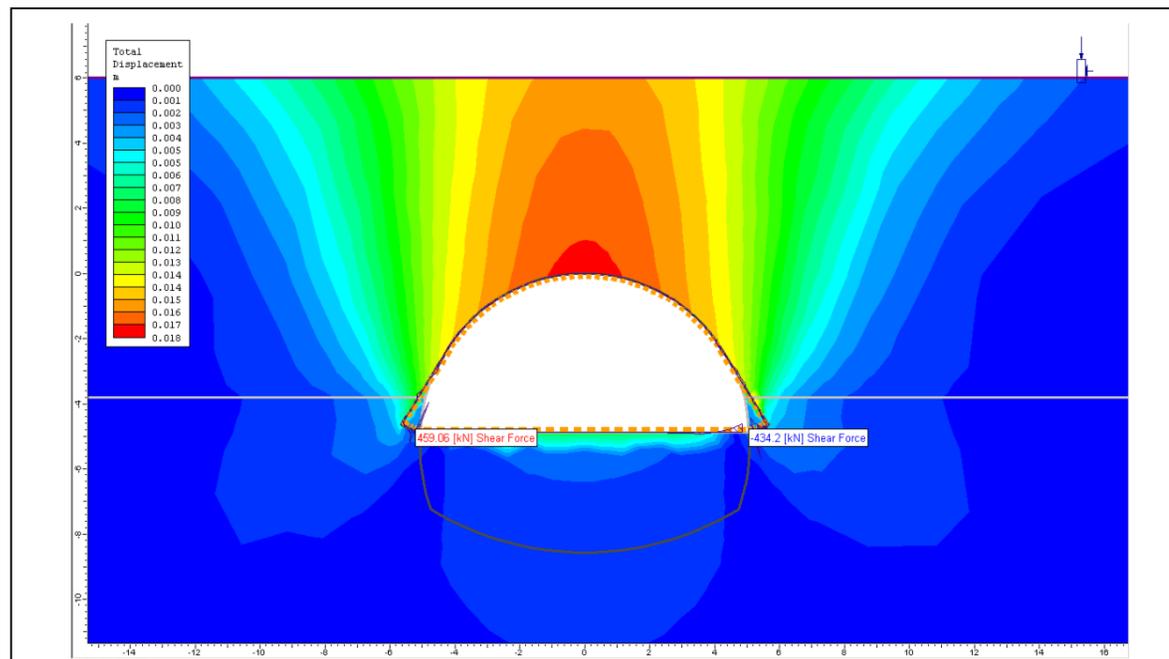




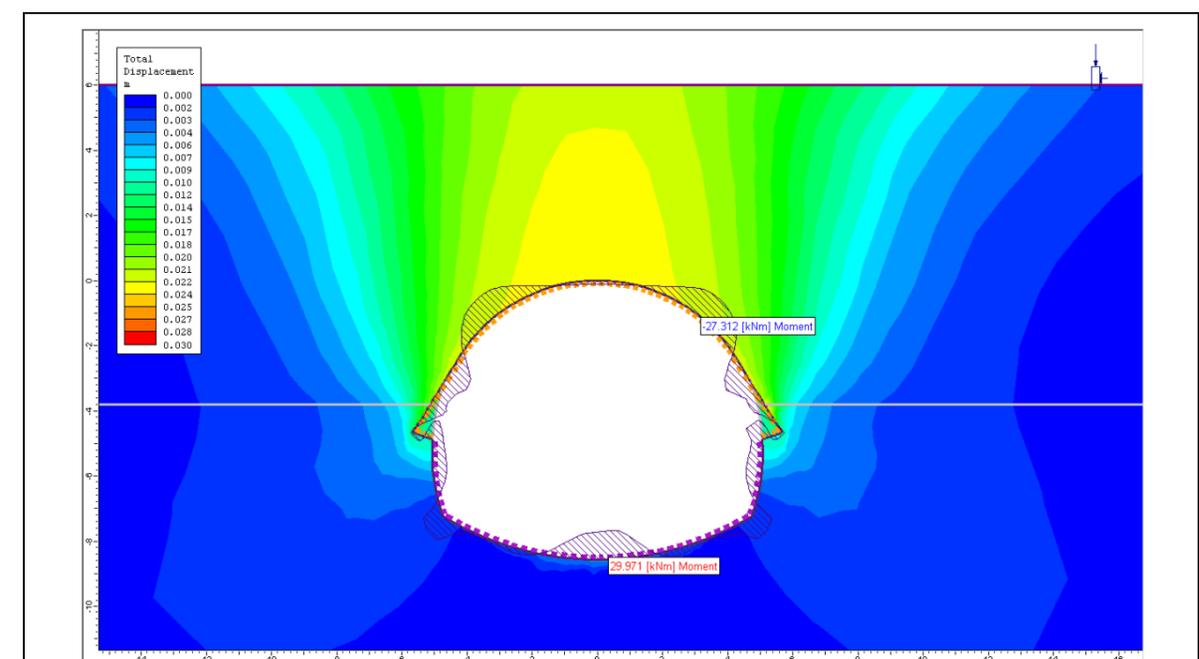
Esfuerzos flectores en el sostenimiento en la fase de instalación de la bóveda y presolera



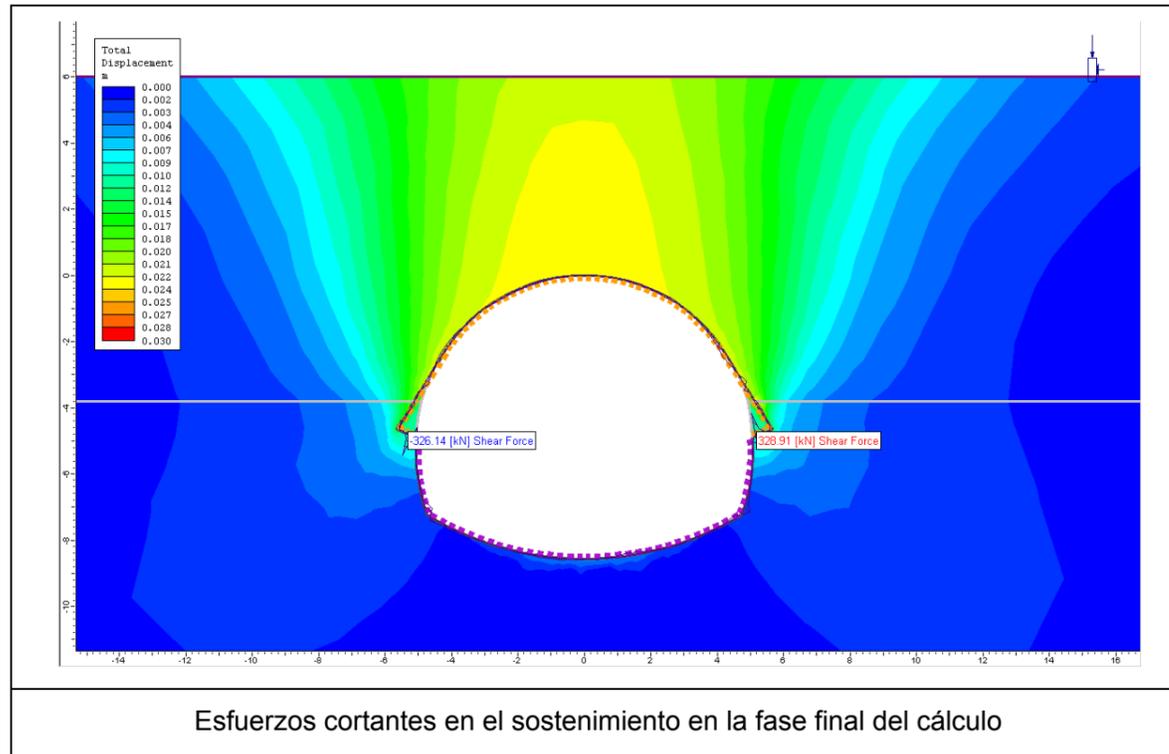
Esfuerzos axiales en el sostenimiento en la fase final del cálculo



Esfuerzos cortantes en el sostenimiento en la fase de instalación de la bóveda y presolera

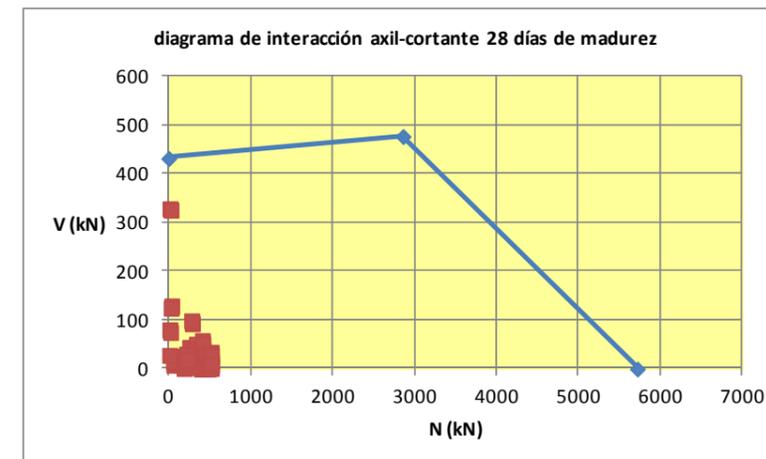
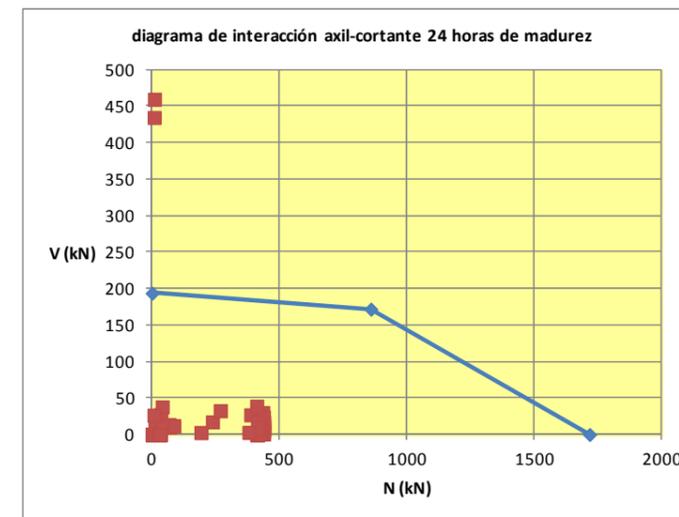
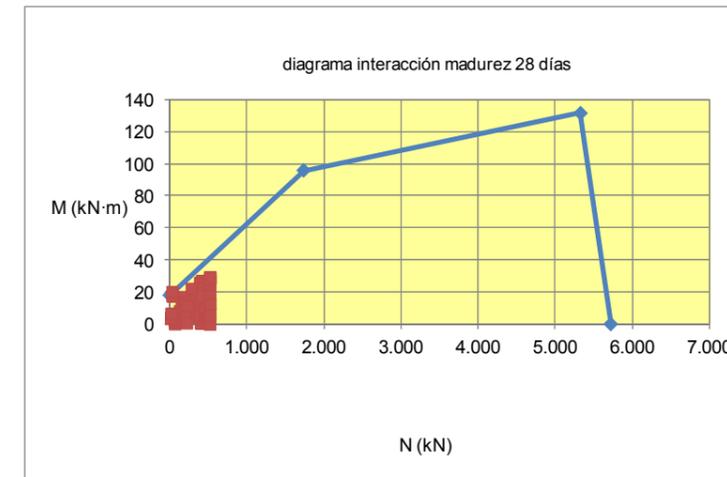
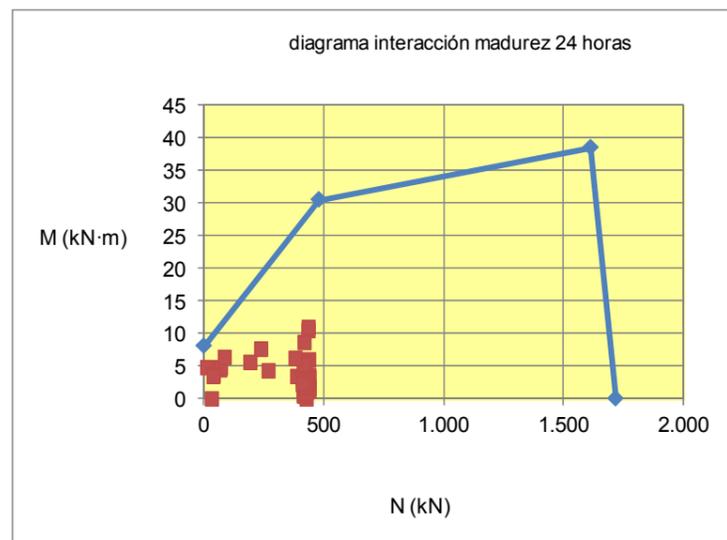


Esfuerzos flectores en el sostenimiento en la fase final del cálculo



#### 4.4.4.8. Comprobación del sostenimiento

En los gráficos siguientes, se ha representado los esfuerzos en la bóveda, hastiales y contrabóveda del sostenimiento en relación con los diagramas de interacción considerados, teniendo en cuenta las hipótesis anteriormente mencionadas.

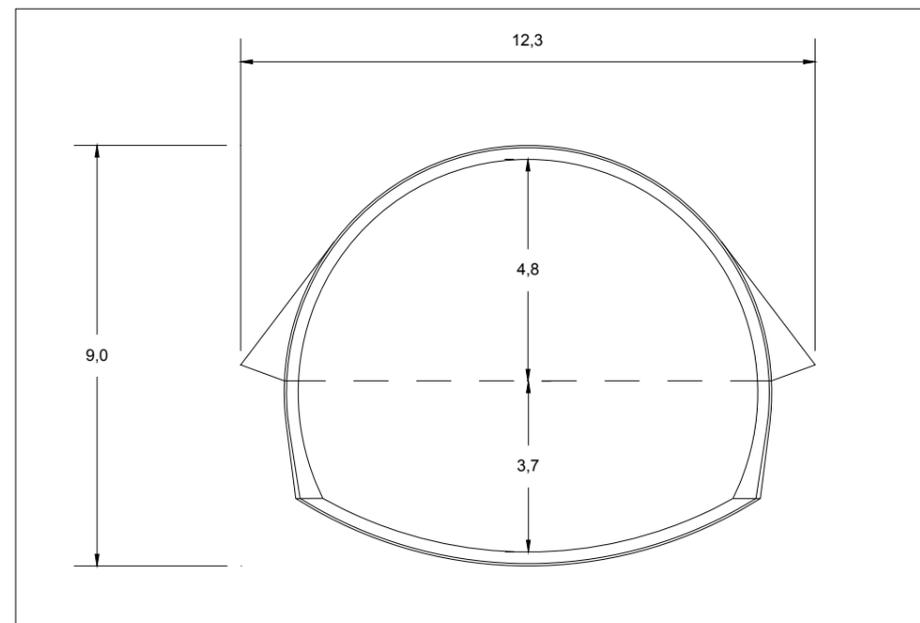


Los únicos pares de esfuerzos que se encuentran fuera de los diagramas, se localizan en los nudos del intradós de las patas de elefante. Dada la colaboración de las cerchas en cuanto a su capacidad resistente y ductilidad, se considera que se encuentran dentro de valores razonables de seguridad.

**4.4.4.9. Resumen de las características del cálculo**

unidades de longitud	unidades de tensiones	método para obtener los desplazamientos	tipo de elementos
metros	kPa	eliminación gaussiana	triangulares de 3 nodos
nº de escalones de carga por cada fase de cálculo	nº máximo de iteraciones por cada escalón de carga	criterio de convergencia	tolerancia
25	500	energía específica	0,001

En la figura siguiente se ha representado la geometría de la excavación:



**4.4.5. Cálculo de sostenimiento s-3 con 15 m de recubrimiento**

**4.4.5.1. Datos iniciales**

En la tabla siguiente se han resumido algunas de las magnitudes incluidas en este cálculo:

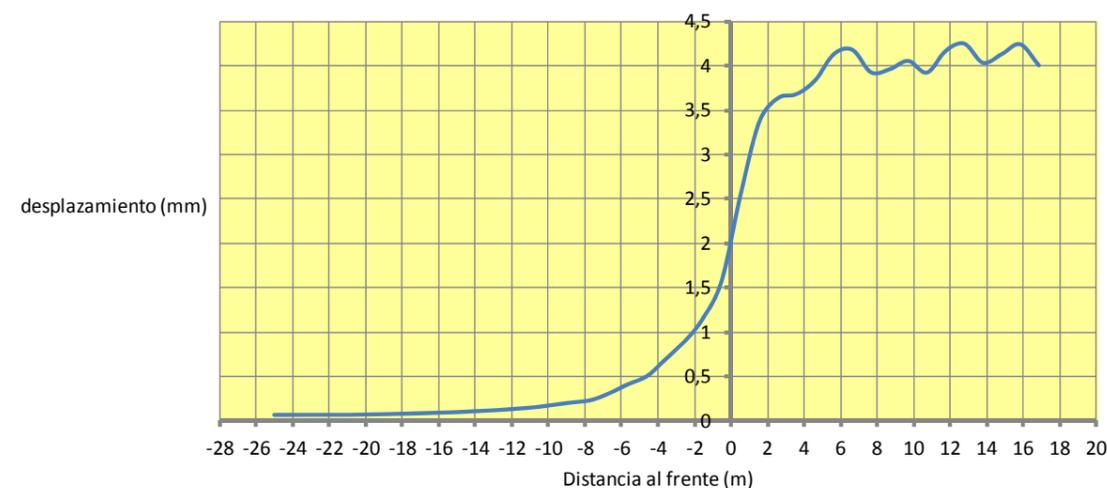
Recubrimiento sobre clave (m)	Litologías afectadas	Procedimiento constructivo
15	Cangahua limo-arcillosa	Sección partida en avance y destroza, calando el avance

Corte geotécnico del terreno	
prof. (m)	litología
22,5	Cangahua limo-arcillosa
> 9,8	Tobas

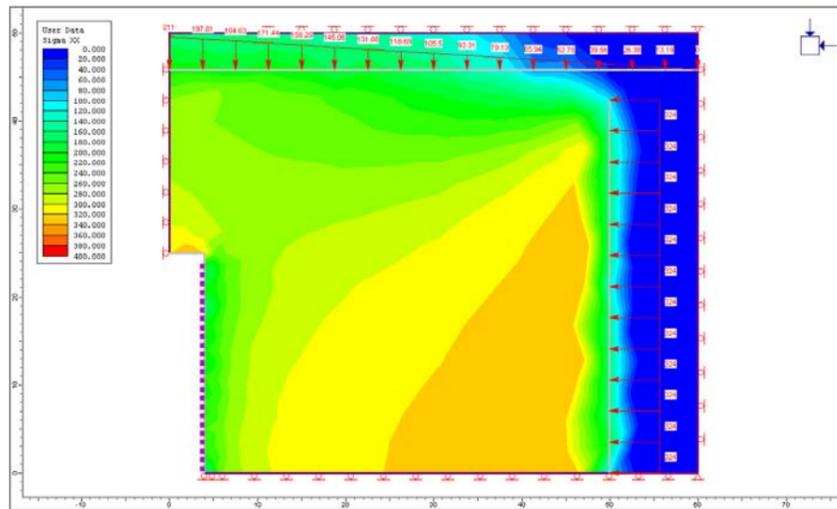
**4.4.5.2. Curva de relajación en avance**

En la gráfica siguiente se han representado las semiconvergencias en función de la distancia al frente para un modelo axilsimétrico de elementos finitos con un radio de excavación igual a 3,9m y un cierre de sección con hormigón proyectado de 37% de rigidez con respecto a la nominal.

Curva de desplazamientos del terreno con cierre sección en avance con pases de 1m



En la imagen siguiente se ha representado la tensión normal del terreno sobre el sostenimiento en el modelo axilsimétrico antes mencionado. Como se puede apreciar, esta tensión es de unos 220 kN/m<sup>2</sup>, lo que significa una relajación de tensiones del 30%.



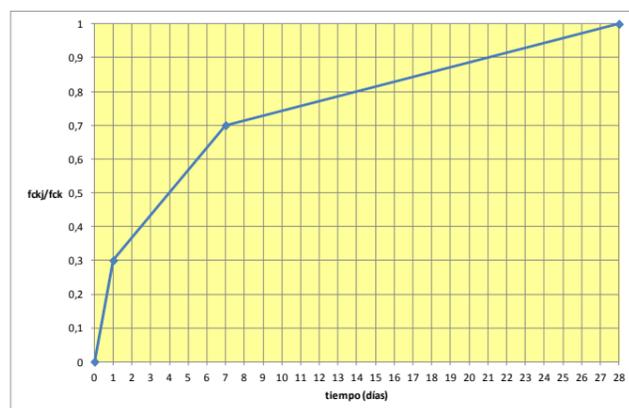
En el caso de la fase de destroza, se ha estimado una relajación del 30% teniendo en cuenta el diferente confinamiento del terreno con respecto a la fase anterior.

#### 4.4.5.3. Modelización del sostenimiento

En la siguiente tabla se han resumido las características principales del sostenimiento considerado para el estudio de estabilidad de esta sección:

espesor (cm)	f <sub>ck</sub> del hormigón proyectado (MPa)	cerchas
25	35	HEB-180 cada 1ml

En la gráfica siguiente se ha representado la curva de endurecimiento considerada para el hormigón proyectado teniendo en cuenta la adición de un acelerante de fraguado:



Se ha estimado que la resistencia a compresión del hormigón proyectado a 24 horas de su puesta en obra, es un 30% de la resistencia nominal.

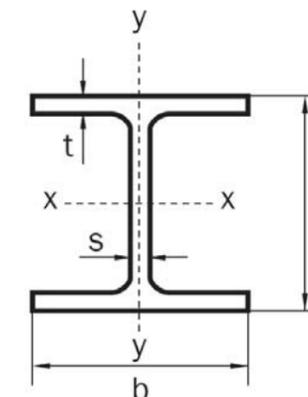
Características del sostenimiento consideradas en el cálculo:

tipo	h (m)	f <sub>cd</sub> (MPa)	f <sub>ctd</sub> (MPa)	E <sub>cm</sub> (MPa)	A (m <sup>2</sup> /ml)	I (m <sup>4</sup> /ml)	FS
Hormigón proyectado a 24 horas	0,25	26,900	1,728	22.480	0,25	0,0013	1,3
Hormigón proyectado a 28 días	0,25	8,077	0,775	29.779	0,25	0,0013	1,3

Donde:

- h es el espesor del sostenimiento
- f<sub>cd</sub> es la resistencia de cálculo a compresión del sostenimiento
- f<sub>ctd</sub> es la resistencia a tracción del sostenimiento
- E<sub>cm</sub> es el módulo de deformación secante del sostenimiento
- A es el área de la sección transversal del sostenimiento
- I es el momento de inercia a flexión de la sección del sostenimiento
- FS es el coeficiente de seguridad parcial que minorará aún más las resistencias del sostenimiento (se ha tomado un coeficiente de minoración para las resistencias características igual a 1,3)

Además del hormigón proyectado, el sostenimiento se ha diseñado incorporando cerchas de acero HEB-180 espaciadas 1m, con las siguientes características:

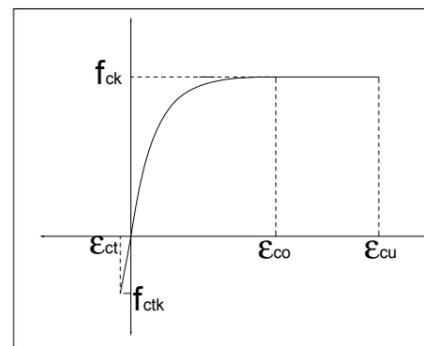
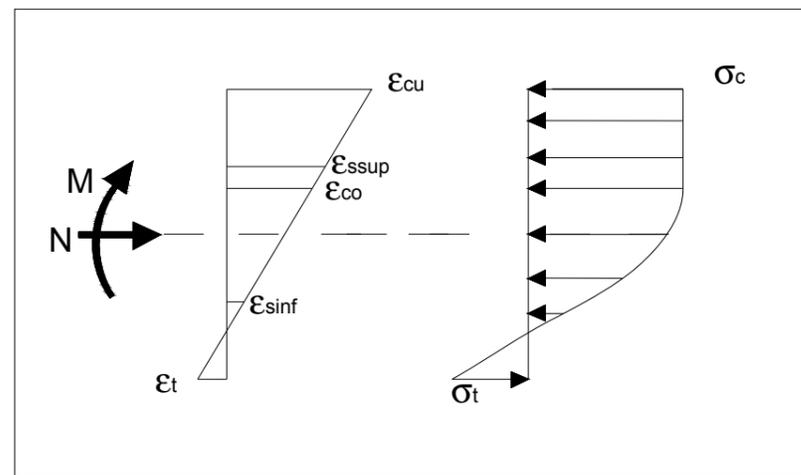


En la tabla siguiente se han resumido las características principales de estos elementos:

$f_{yd}$ (MPa)	h (mm)	b (mm)	s (mm)	t (mm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Peso (kg/ml)	$I_x$ (cm <sup>4</sup> )
239	180	180	8,5	14,0	65,3	51,2	3.831

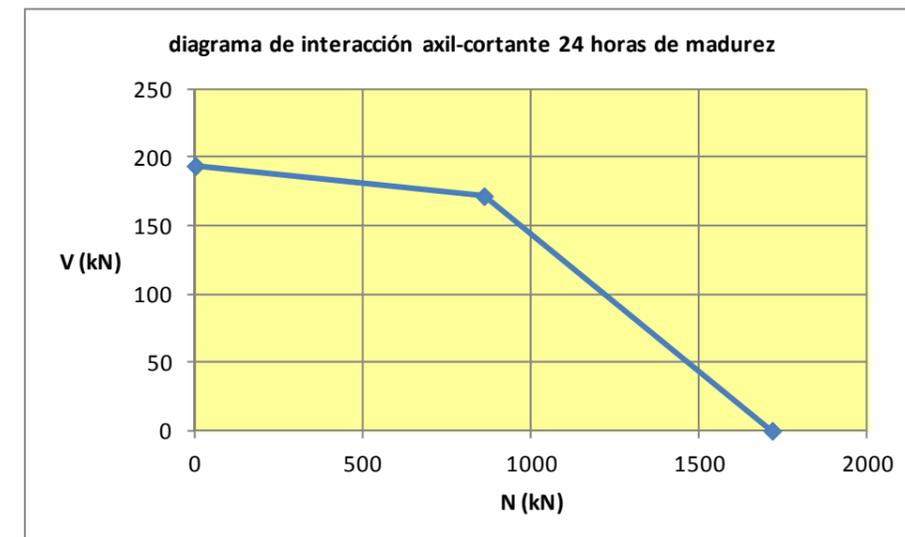
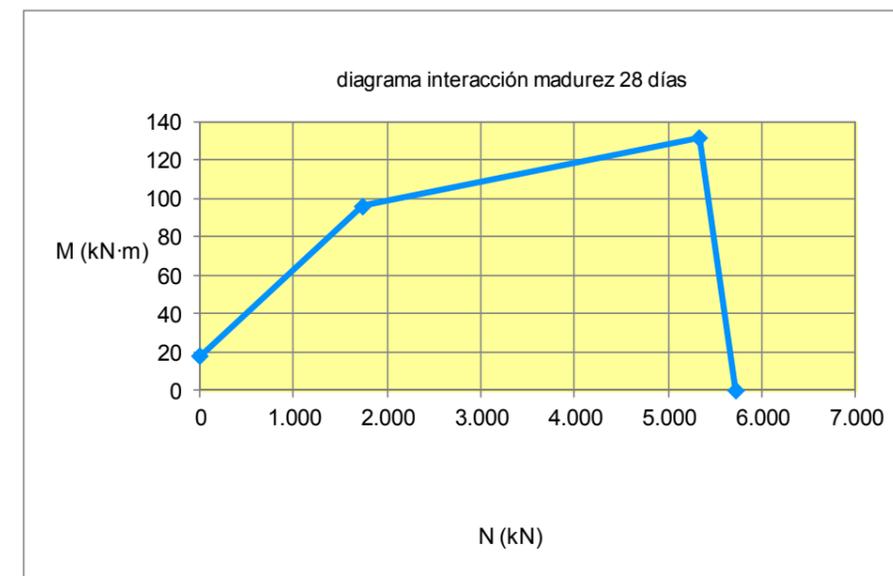
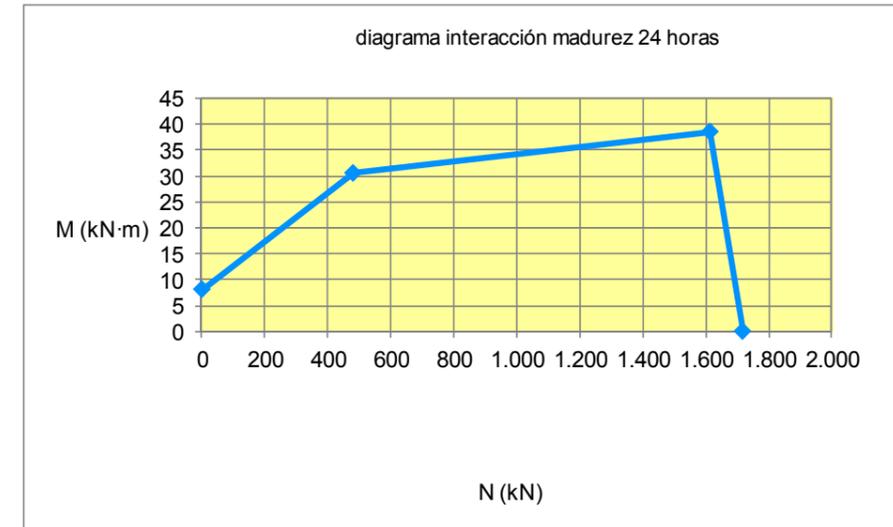
Siendo  $f_{yd}$  el límite elástico del acero considerado en los cálculos (obtenido a partir de minorar por 1,15 el límite elástico característico del acero)

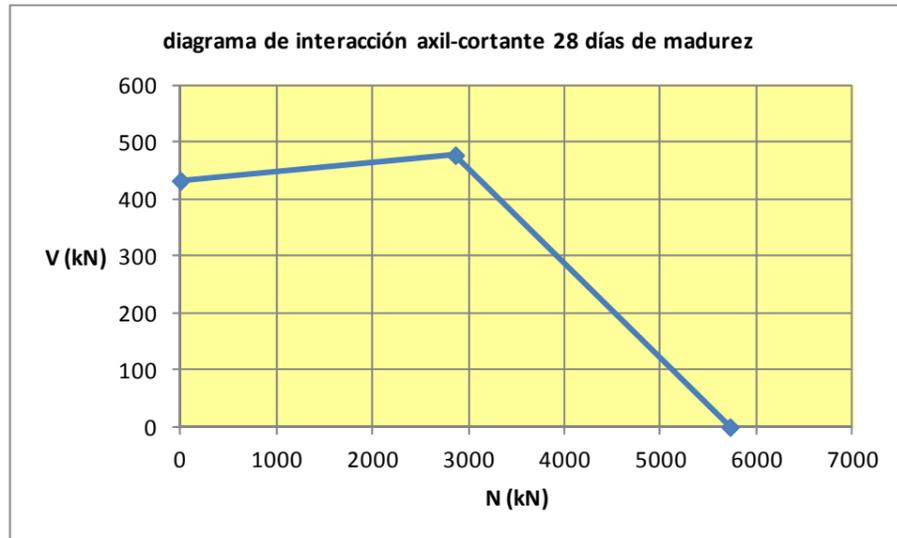
En las figuras siguientes se ha representado el diagrama de tensiones utilizado en la modelización del sostenimiento a flexión compuesta para el caso de mayor flector:



Donde  $\epsilon_{cu}=3,5 \cdot 10^{-3}$ , y  $\epsilon_{co}=2,0 \cdot 10^{-3}$

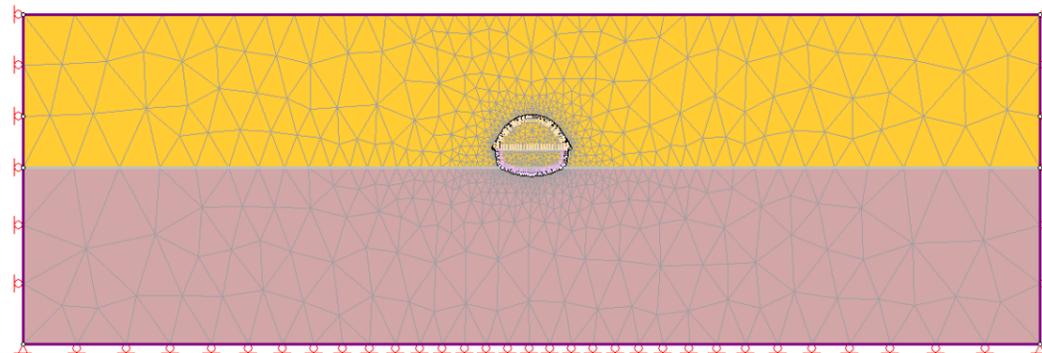
A continuación se han representado los diagramas de interacción axil-flector y axil-cortante para suponiendo que se trata de un hormigón proyectado con una madurez de 24 horas y de 28 días:





Además de lo anterior, se debe mencionar que los elementos rectos como la presolera en avance, en caso de estar traccionados, pueden considerarse en servicio aunque alcancen esfuerzos axiales de más 1.000 kN/ml debido a la colaboración de las cerchas.

**4.4.5.4. Modelo de cálculo**



**4.4.5.5. Fases de cálculo**

Imagen	Descripción
	<p>Condiciones geostáticas iniciales. Al final del cálculo de esta fase, se anulan todos los desplazamientos del modelo.</p>
	<p>Excavación en avance con una relajación de las tensiones naturales del terreno igual al 15%</p>
	<p>Excavación en avance con una relajación de las tensiones naturales del terreno igual al 30%</p>

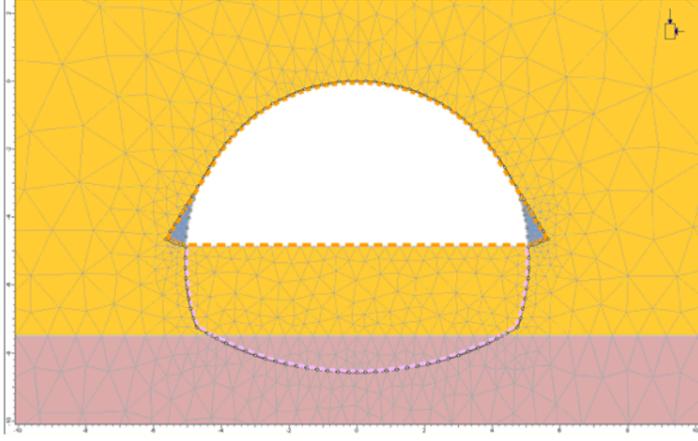
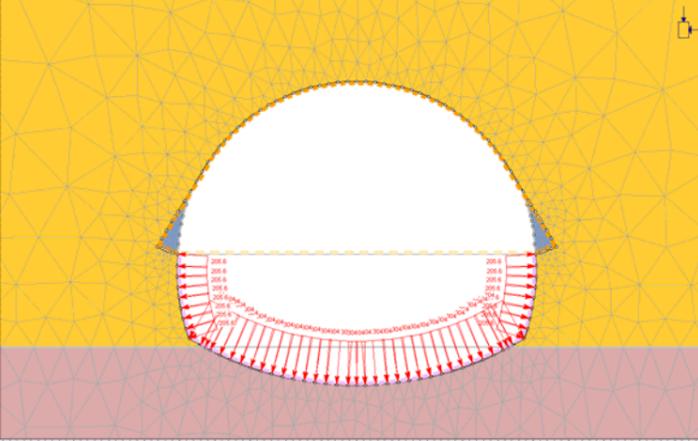
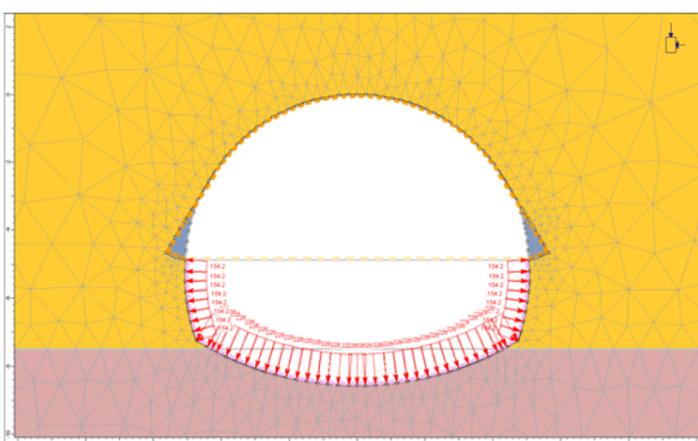
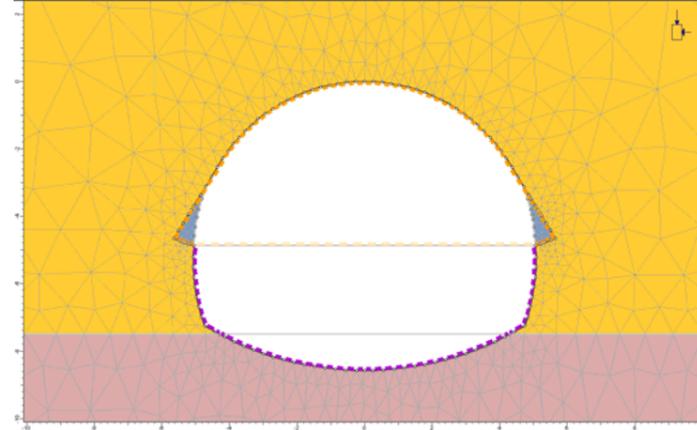
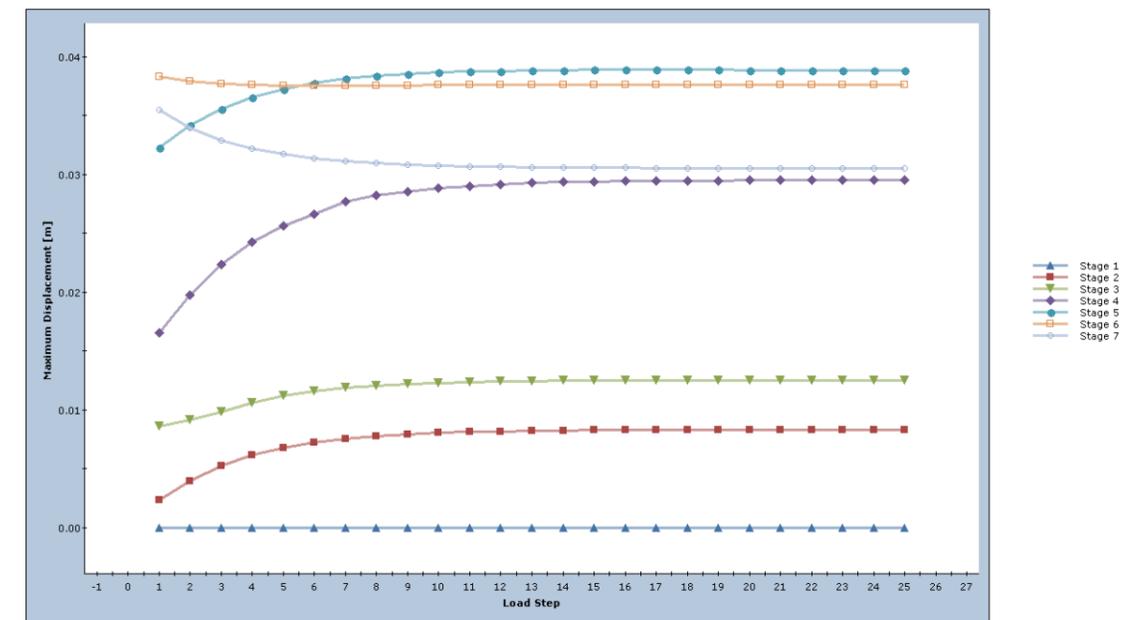
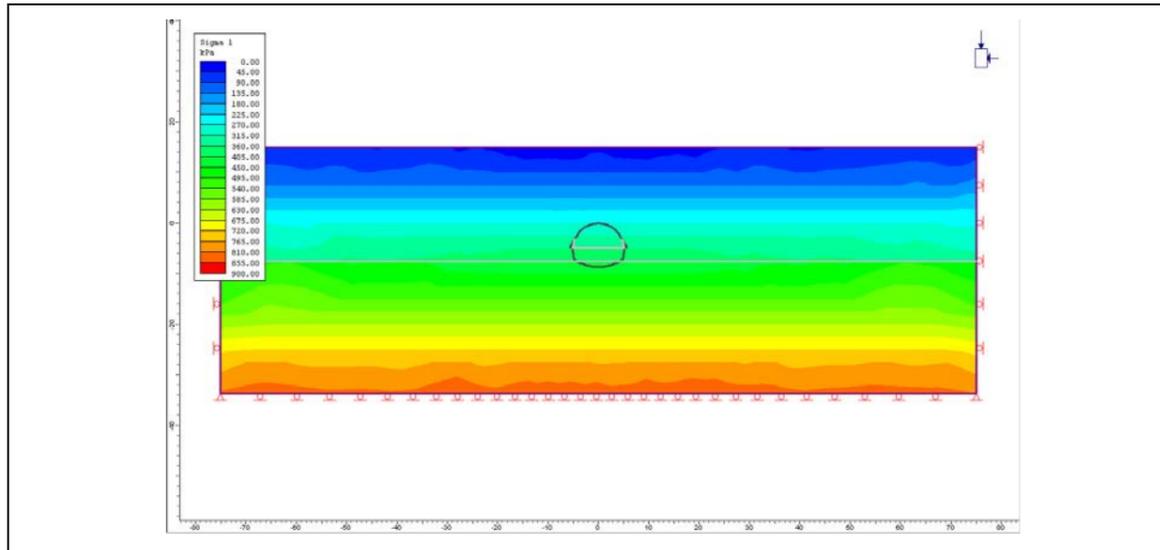
Imagen	Descripción
	<p>Colocación del sostenimiento en avance con presolera. Madurez del hormigón equivalente a 24 horas desde su colocación (un 30% de la resistencia de cálculo a 28 días)</p>
	<p>Excavación en destroza con un 20% de relajación de las tensiones naturales del terreno. Demolición de la presolera. Madurez del hormigón en la bóveda y hastiales igual a 28 días.</p>
	<p>40% de relajación de las tensiones naturales del terreno.</p>

Imagen	Descripción
	<p>Colocación del sostenimiento en destroza y contrabóveda. Madurez del hormigón de destroza equivalente a 24 horas desde su colocación (un 30% de la resistencia de cálculo a 28 días). El hormigón en bóveda y hastiales permanece sin cambios.</p>

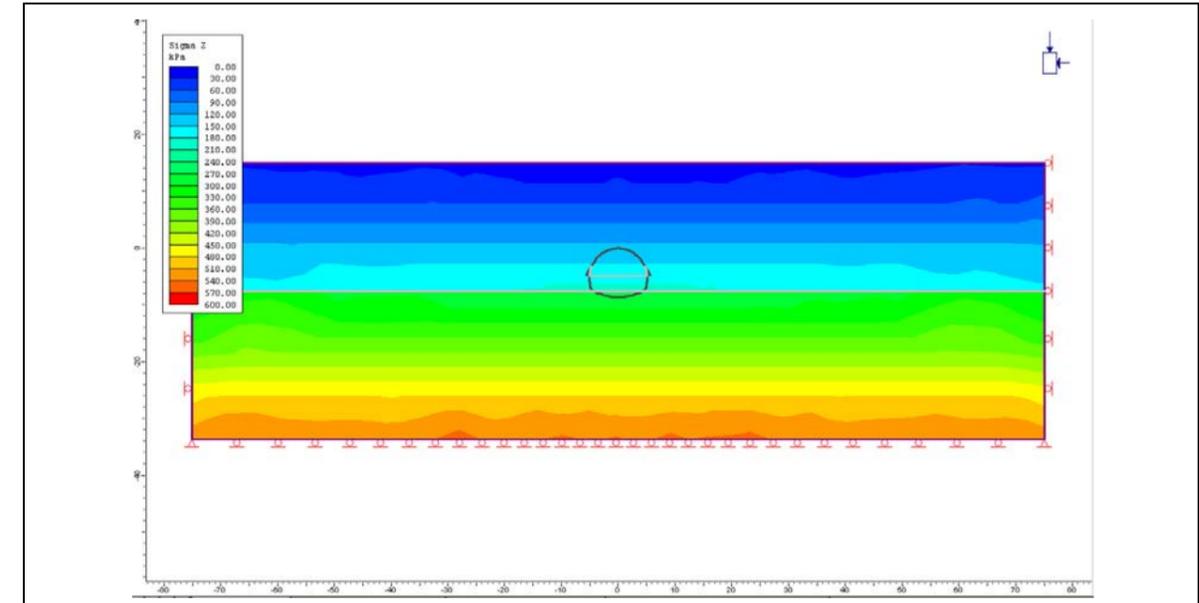
4.4.5.6. Curvas carga-desplazamiento



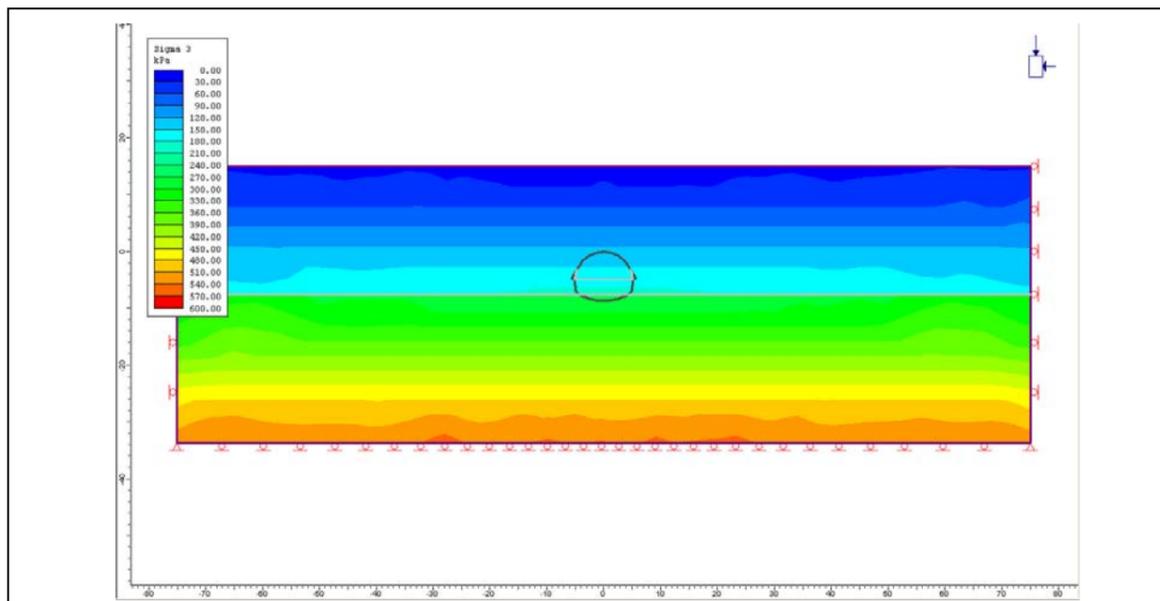
### 4.4.5.7. Salidas gráficas



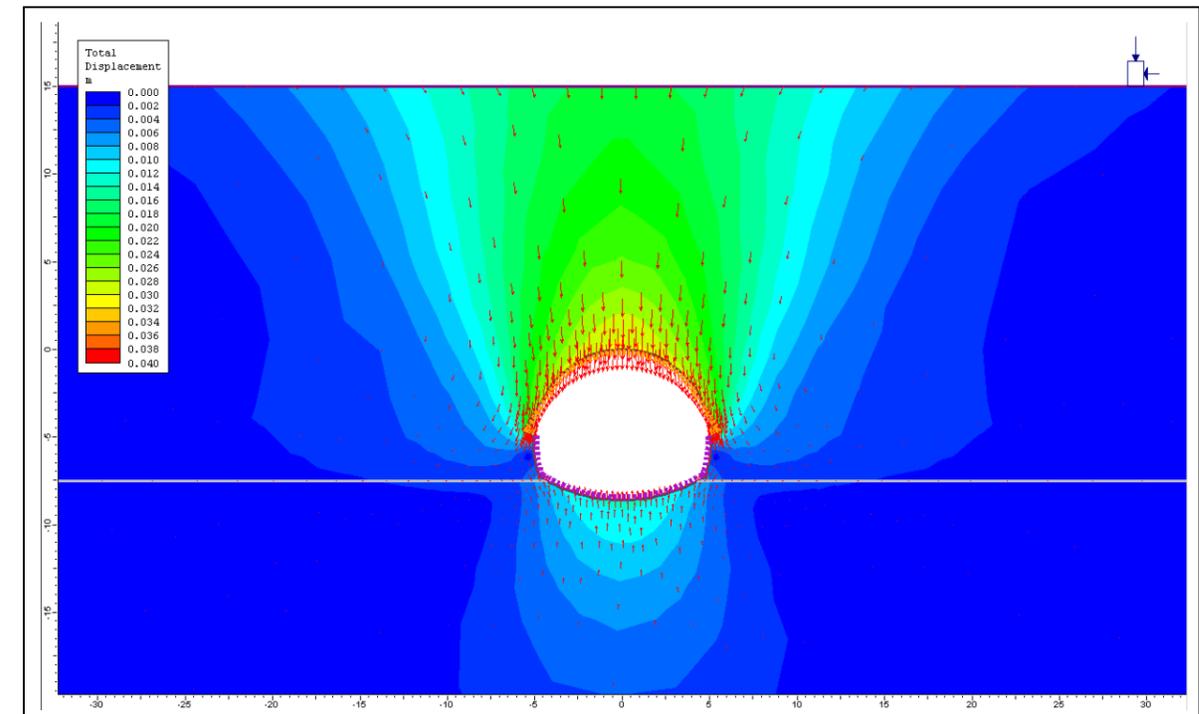
Tensiones principales máximas en condiciones geostáticas



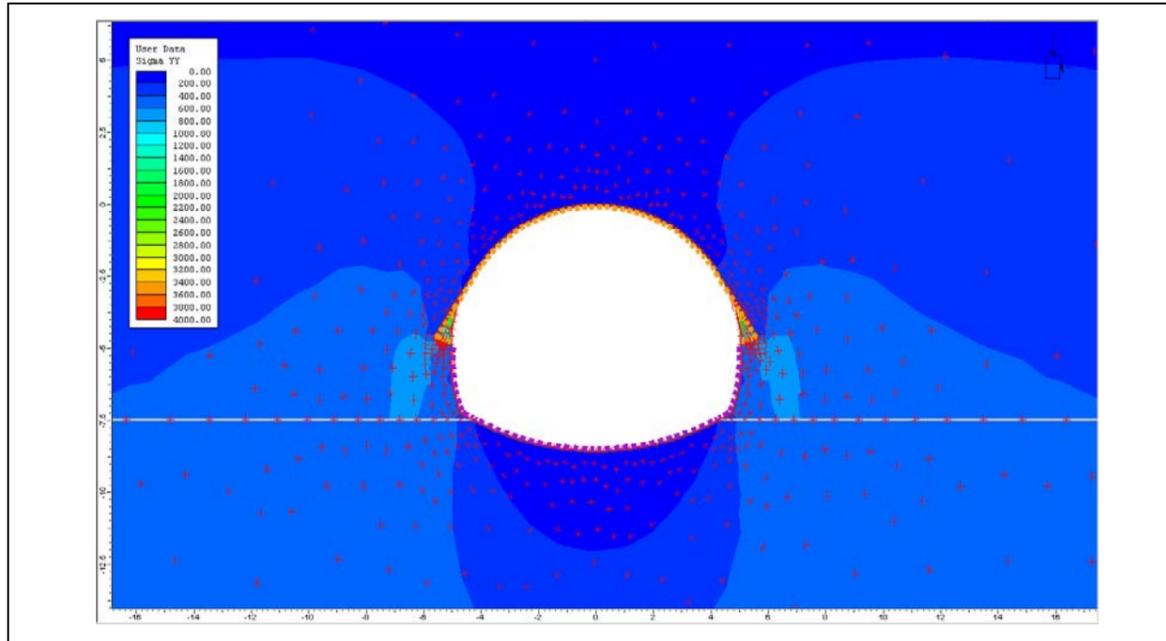
Tensiones normales al modelo en condiciones geostáticas



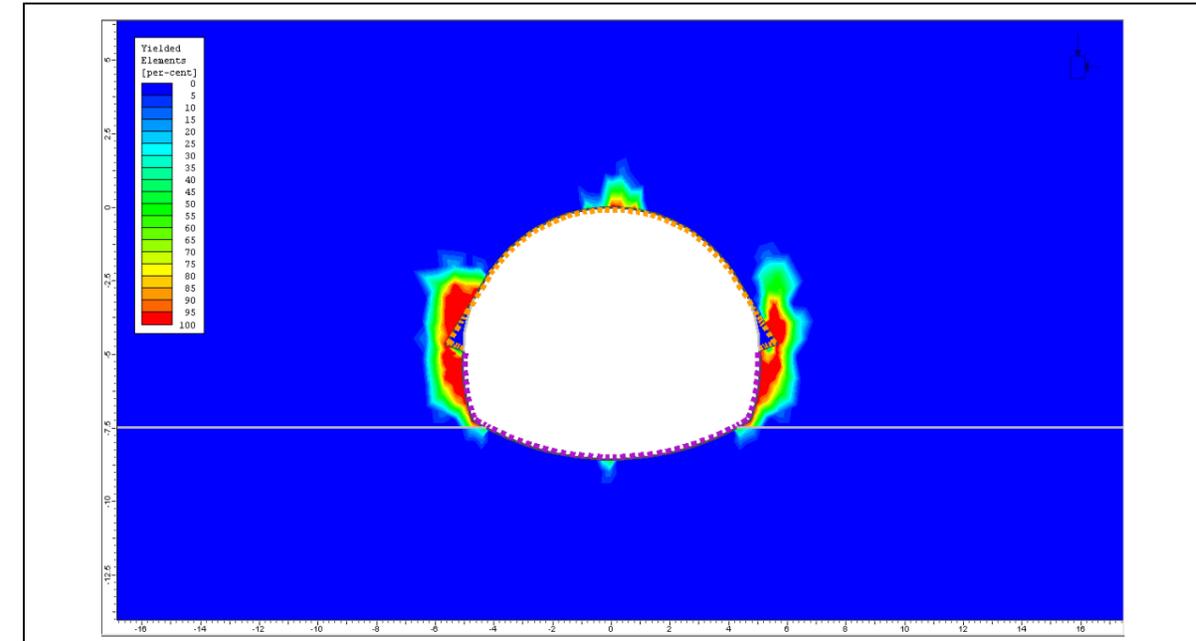
Tensiones principales mínimas en condiciones geostáticas



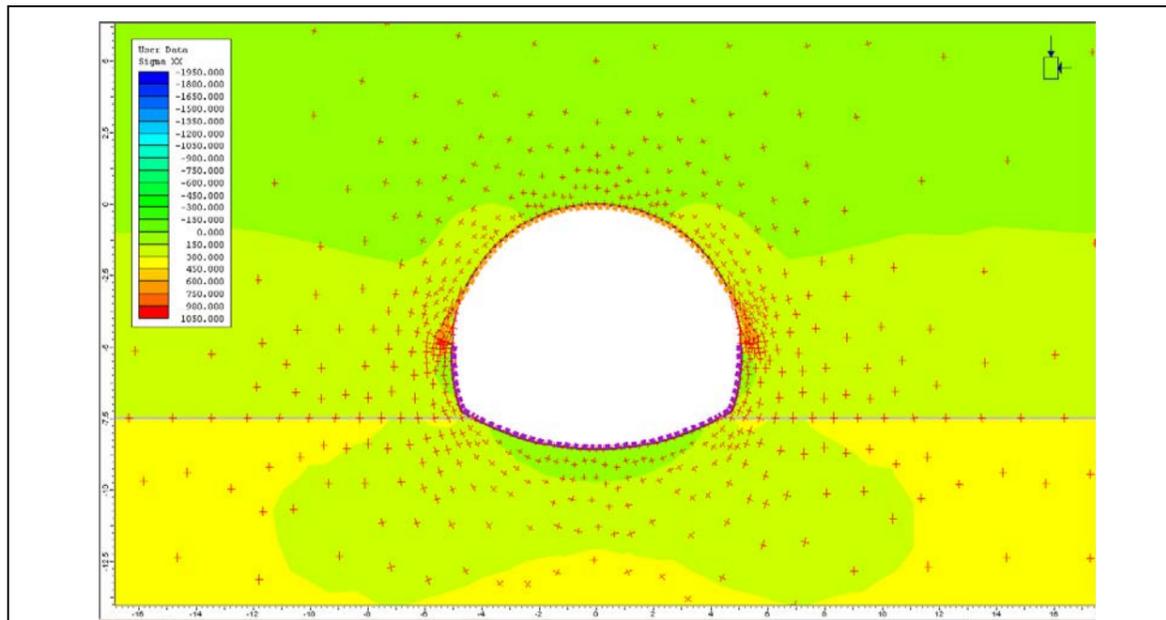
Desplazamientos totales al final del cálculo



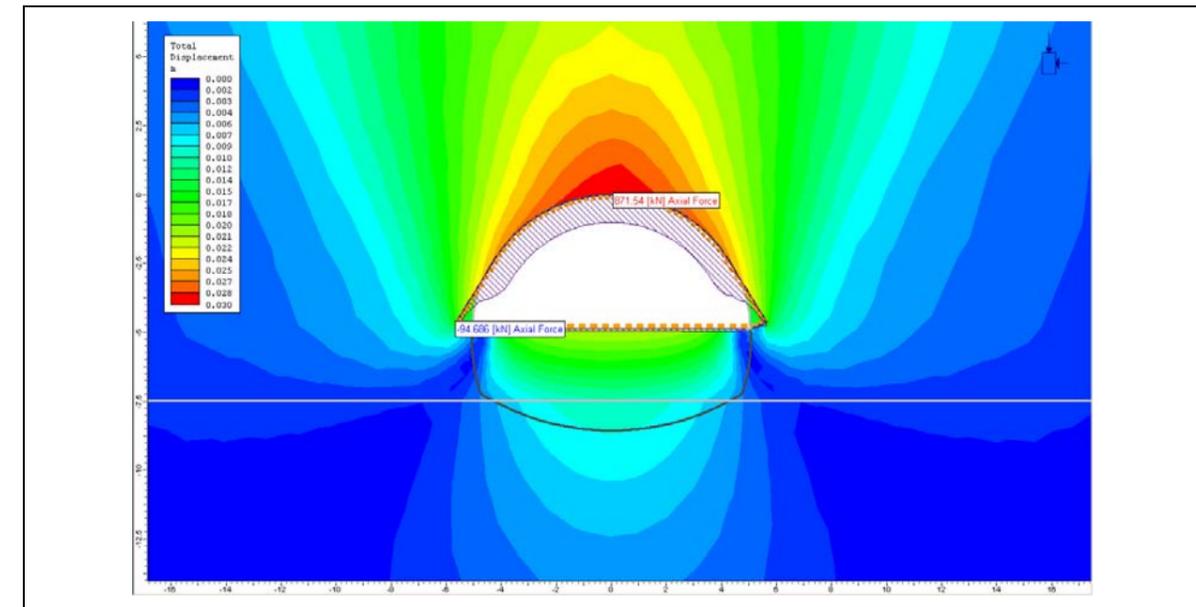
Tensiones verticales en la fase final del cálculo



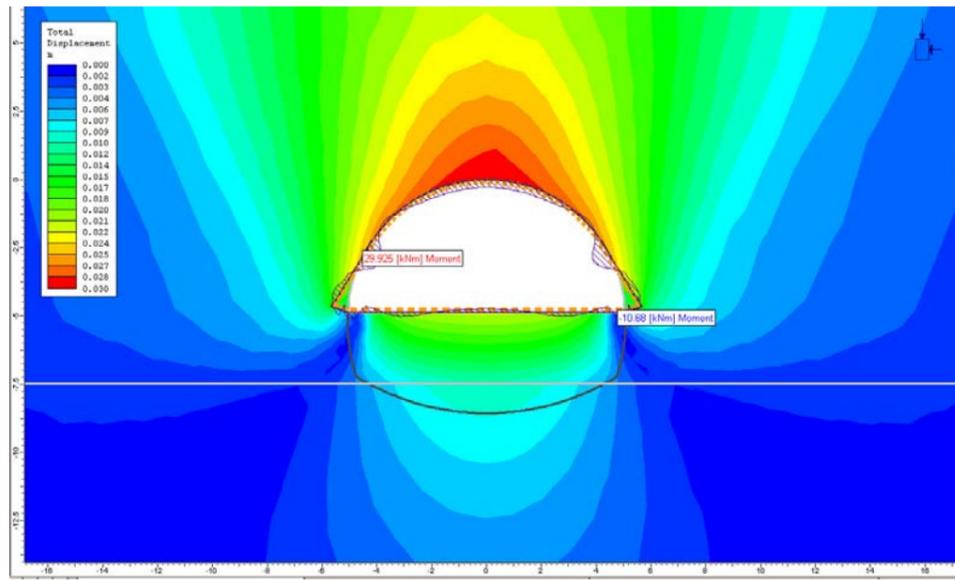
Plastificación del terreno.



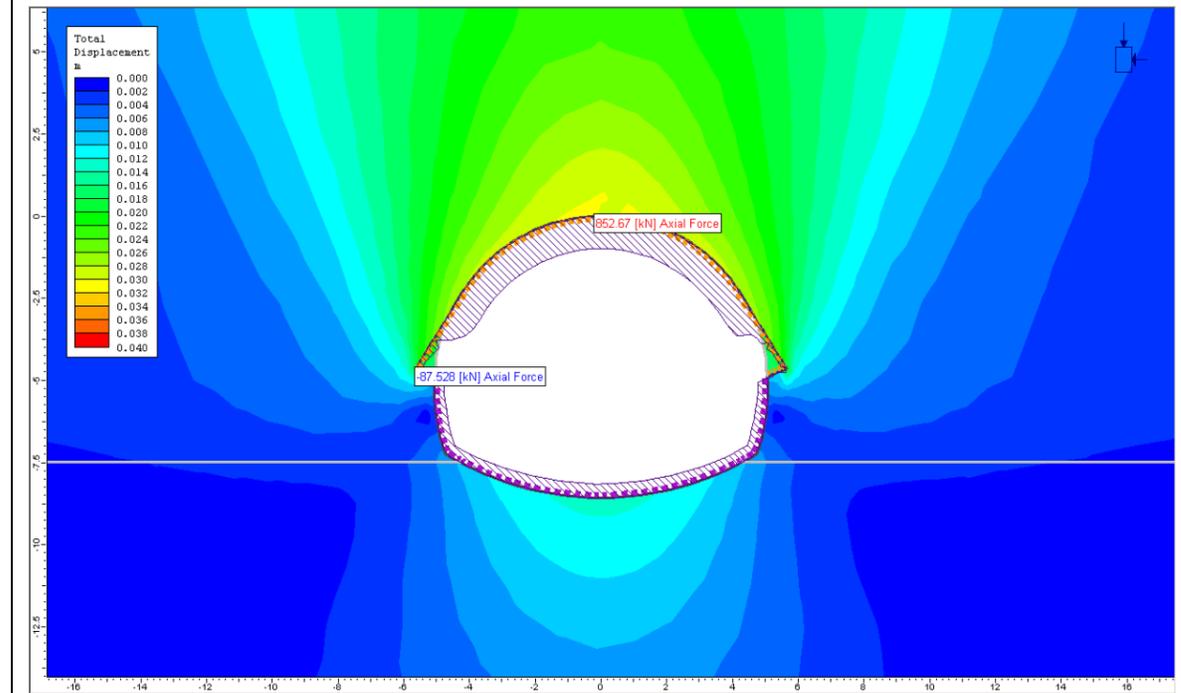
Tensiones horizontales en la fase final del cálculo



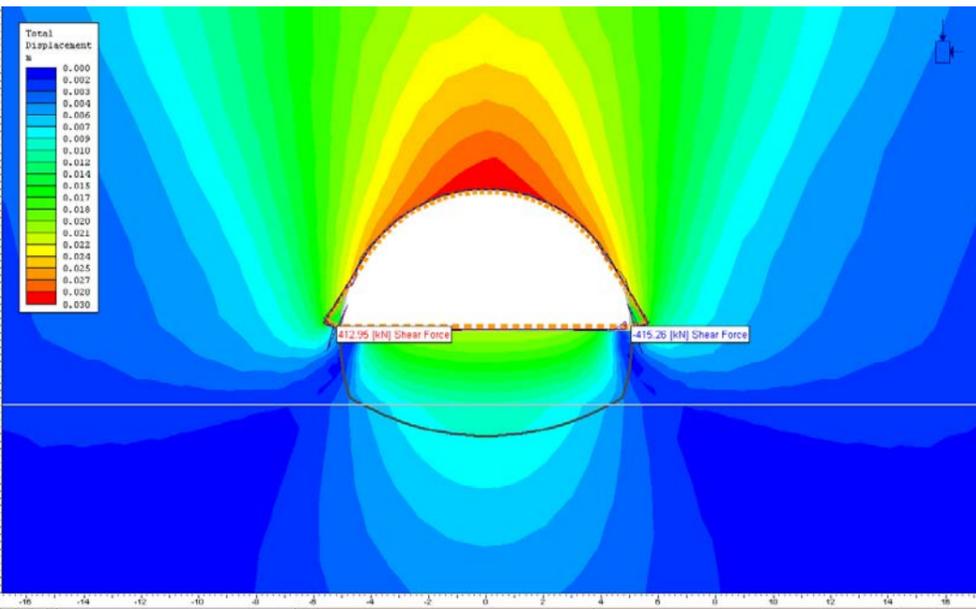
Esfuerzos axiales en el sostenimiento en la fase de instalación de la bóveda y presolera



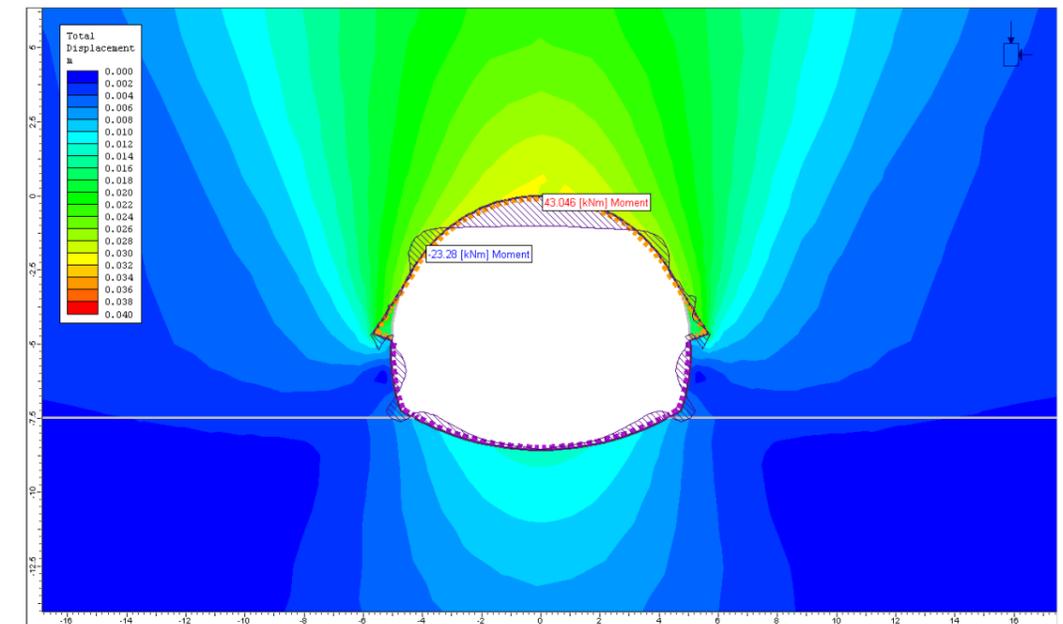
Esfuerzos flectores en el sostenimiento en la fase de instalación de la bóveda y presolera



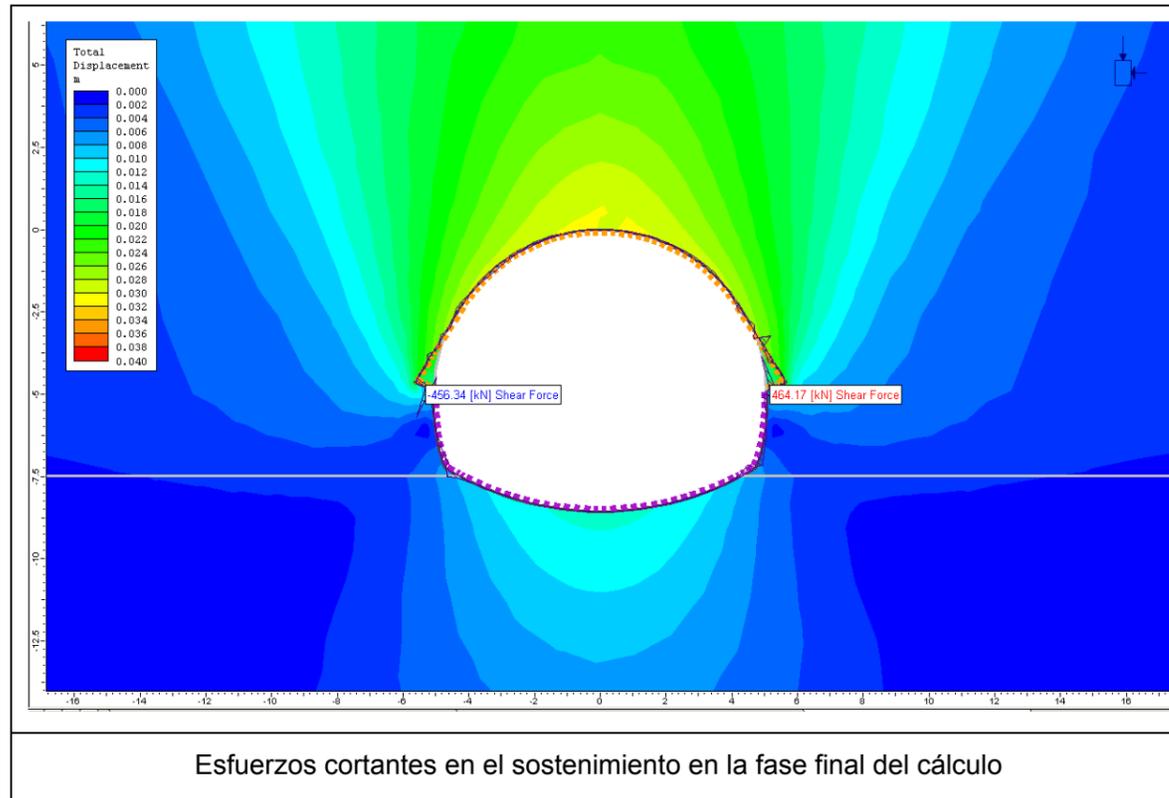
Esfuerzos axiales en el sostenimiento en la fase final del cálculo



Esfuerzos cortantes en el sostenimiento en la fase de instalación de la bóveda y presolera

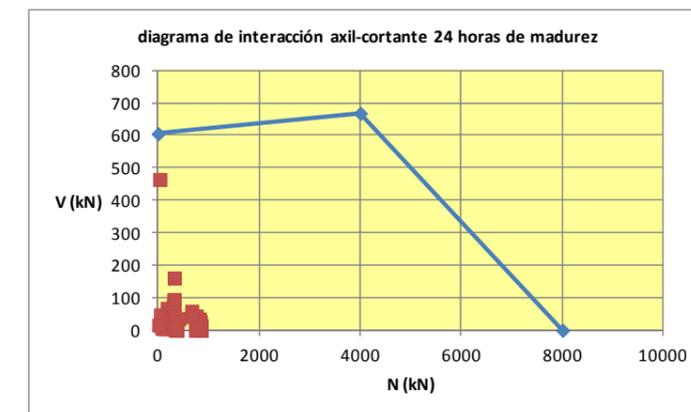
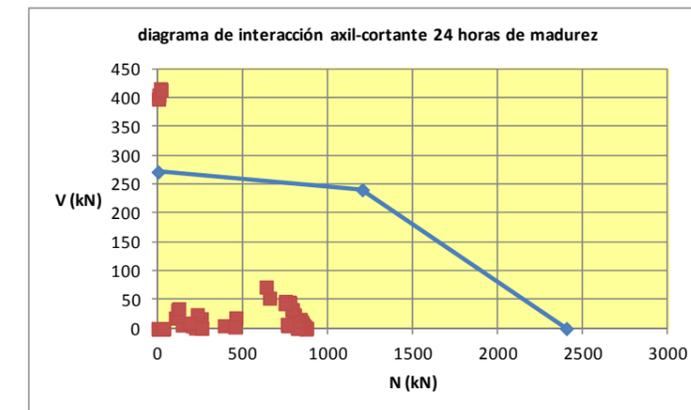
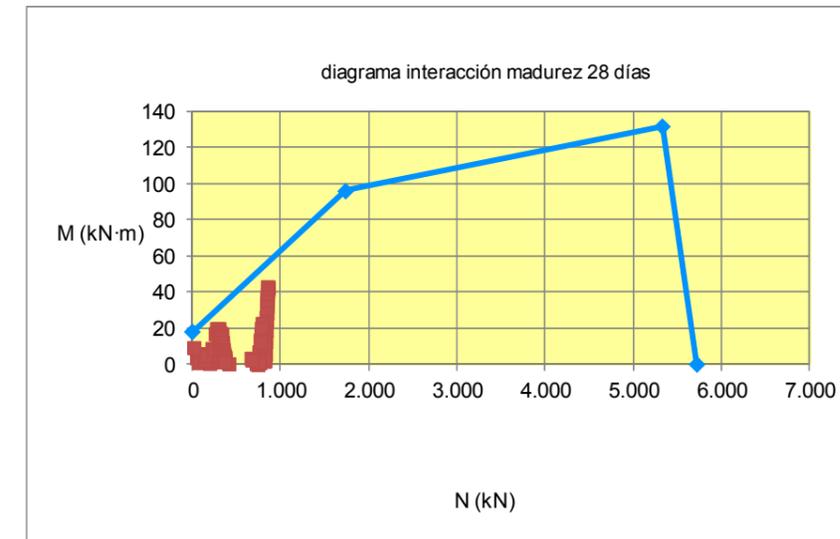
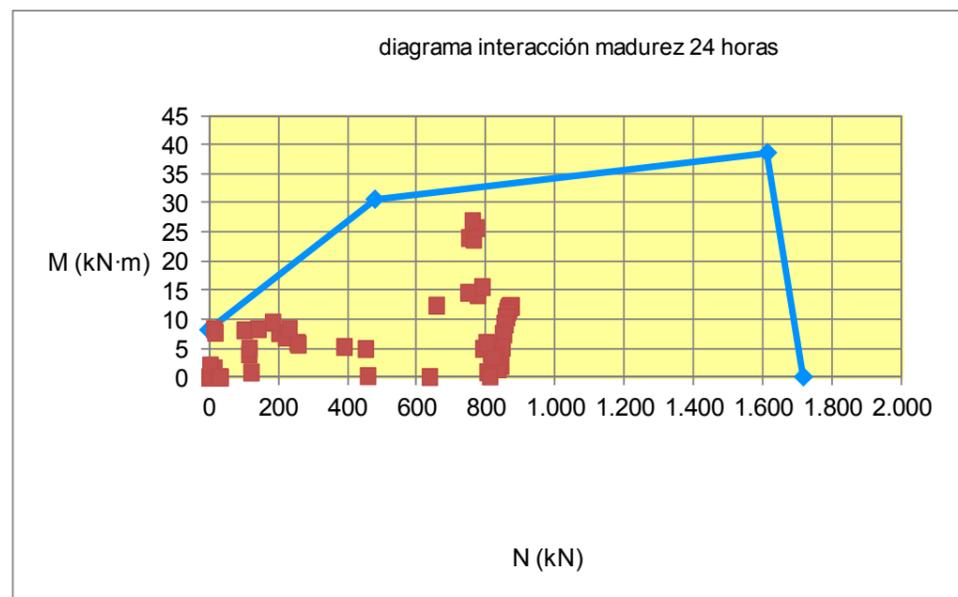


Esfuerzos flectores en el sostenimiento en la fase final del cálculo



#### 4.4.5.8. Comprobación del sostenimiento

En los gráficos siguientes, se ha representado los esfuerzos en la bóveda, hastiales y contrabóveda del sostenimiento en relación con los diagramas de interacción considerados, teniendo en cuenta las hipótesis anteriormente mencionadas.

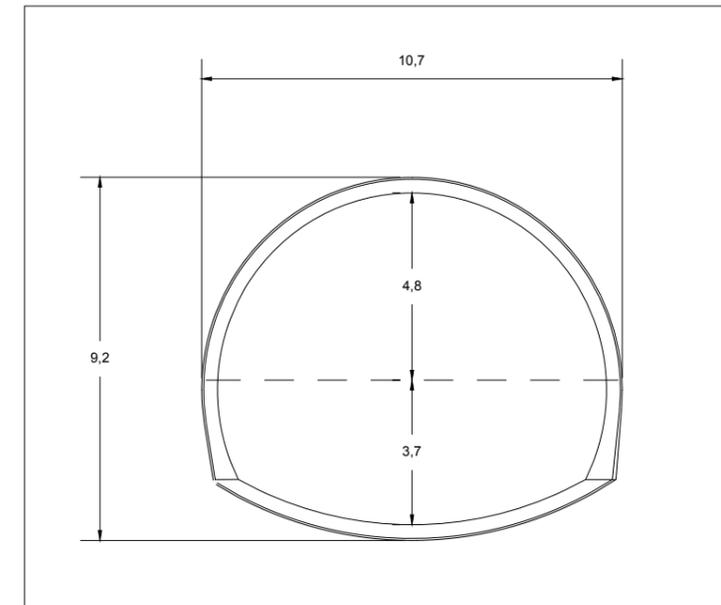


Los únicos pares de esfuerzos que se encuentran fuera de los diagramas, se localizan en los nudos del intradós de las patas de elefante. Dada la colaboración de las cerchas en cuanto a su capacidad resistente y ductilidad, se considera que se encuentran dentro de valores razonables de seguridad.

**4.4.5.9. Resumen de las características del cálculo**

unidades de longitud	unidades de tensiones	método para obtener los desplazamientos	tipo de elementos
metros	kPa	eliminación gaussiana	triangulares de 3 nodos
nº de escalones de carga por cada fase de cálculo	nº máximo de iteraciones por cada escalón de carga	criterio de convergencia	tolerancia
25	500	energía específica	0,001

En la figura siguiente se ha representado la geometría de la excavación:



**4.4.6. Cálculo de sostenimiento s-2 con 15 m de recubrimiento**

**4.4.6.1. Datos iniciales**

En la tabla siguiente se han resumido algunas de las magnitudes incluidas en este cálculo:

Recubrimiento sobre clave (m)	Litologías afectadas	Procedimiento constructivo
15	Cangahua limo-arcillosa Cangahua no alterada	Sección partida en avance y destroza, calando el avance

Corte geotécnico del terreno	
prof. (m)	litología
0,0 a 43	Cangahua limo-arcillosa
>43	Tobas

**4.4.6.2. Curva de relajación en avance**

En este cálculo, se han tomado hipótesis de relajación muy similares al caso anterior, ya que la geometría de la excavación del túnel es muy parecida, y el recubrimiento, también. De todas maneras, en atención al mayor espesor del sostenimiento, se han reducido los porcentajes de relajación de tensiones del terreno en un 5%, es decir, un 25% en avance, y un 35% en destroza.

**4.4.6.3. Modelización del sostenimiento**

En la siguiente tabla se han resumido las características principales del sostenimiento considerado para el estudio de estabilidad de esta sección:

espesor (cm)	f <sub>ck</sub> del hormigón proyectado (MPa)	cerchas
35	35	HEB-140 cada 1ml

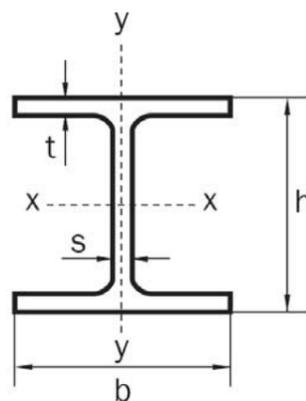
Características del sostenimiento consideradas en el cálculo:

tipo	h (m)	$f_{cd}$ (MPa)	$f_{ctd}$ (MPa)	$E_{cm}$ (MPa)	A (m <sup>2</sup> /ml)	I (m <sup>4</sup> /ml)	FS
Hormigón proyectado a 24 horas	0,35	26,900	1,728	22.480	0,25	0,0036	1,3
Hormigón proyectado a 28 días	0,35	8,077	0,775	29.779	0,25	0,0036	1,3

Donde:

- h es el espesor del sostenimiento
- $f_{cd}$  es la resistencia de cálculo a compresión del sostenimiento
- $f_{ctd}$  es la resistencia a tracción del sostenimiento
- $E_{cm}$  es el módulo de deformación secante del sostenimiento
- A es el área de la sección transversal del sostenimiento
- I es el momento de inercia a flexión de la sección del sostenimiento
- FS es el coeficiente de seguridad parcial que minorará aún más las resistencias del sostenimiento (se ha tomado un coeficiente de minoración para las resistencias características igual a 1,3)

Además del hormigón proyectado, el sostenimiento se ha diseñado incorporando cerchas de acero HEB-140 espaciadas 1m, con las siguientes características:

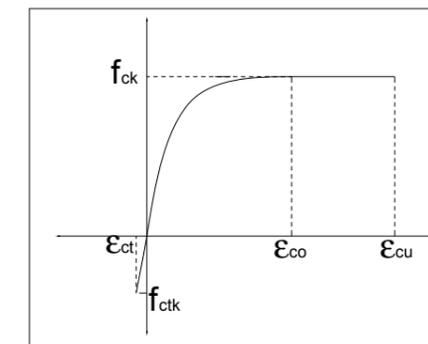
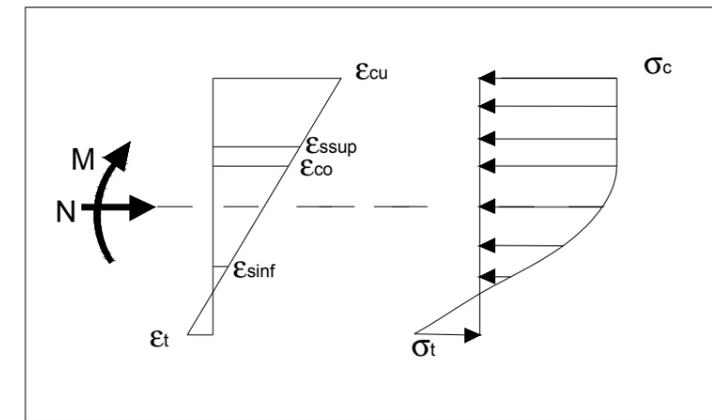


En la tabla siguiente se han resumido las características principales de estos elementos:

$f_{yd}$ (MPa)	h (mm)	b (mm)	s (mm)	t (mm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Peso (kg/ml)	$I_x$ (cm <sup>4</sup> )
239	140	140	7,0	12,0	43,0	33,7	550

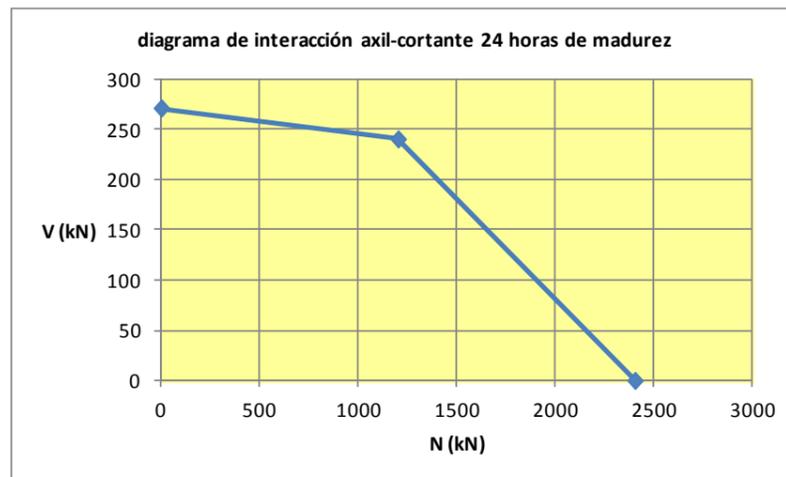
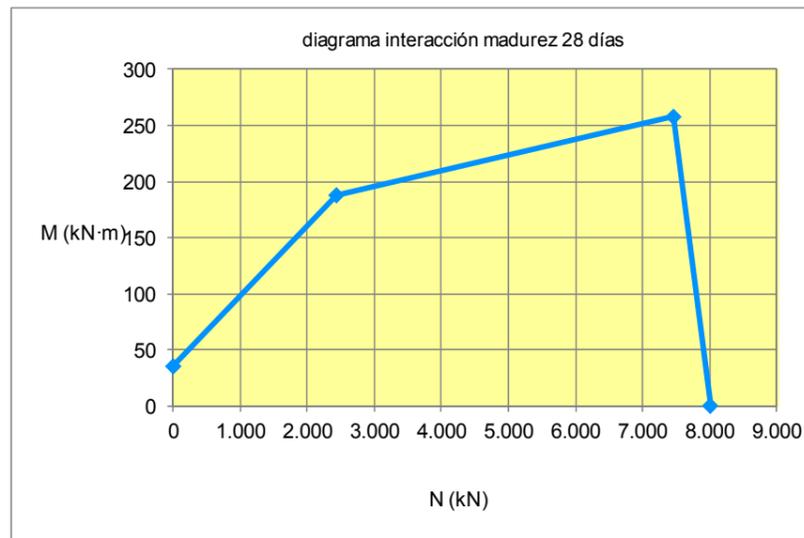
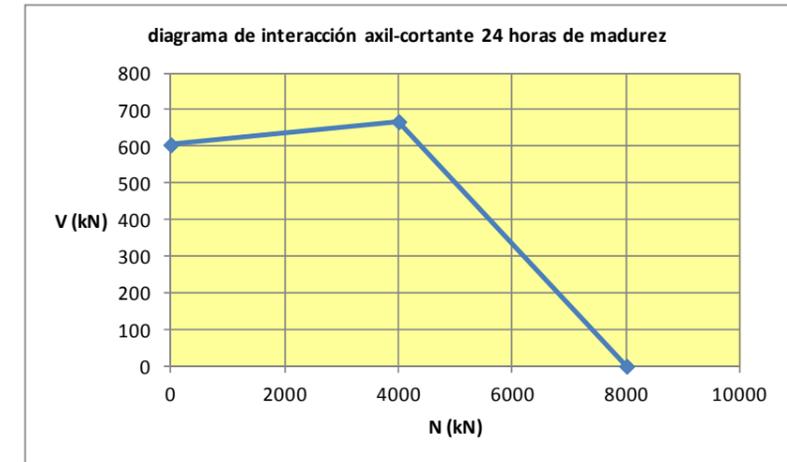
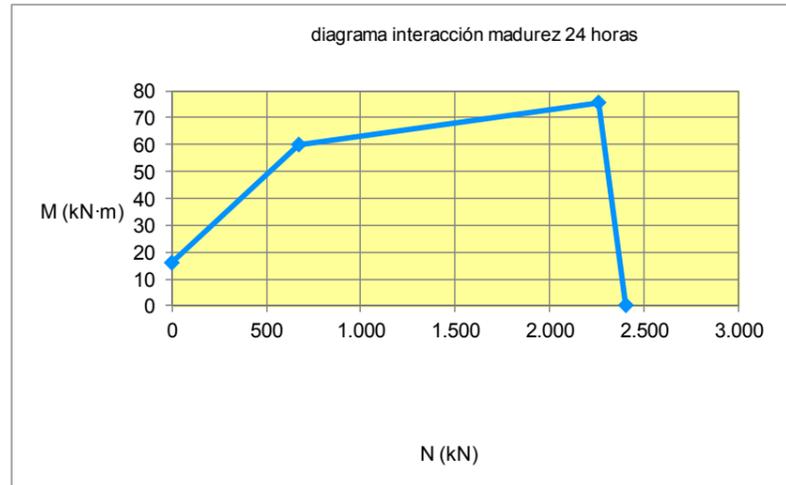
Siendo  $f_{yd}$  el límite elástico del acero considerado en los cálculos (obtenido a partir de minorar por 1,15 el límite elástico característico del acero)

En las figuras siguientes se ha representado el diagrama de tensiones utilizado en la modelización del sostenimiento a flexión compuesta para el caso de mayor flector:



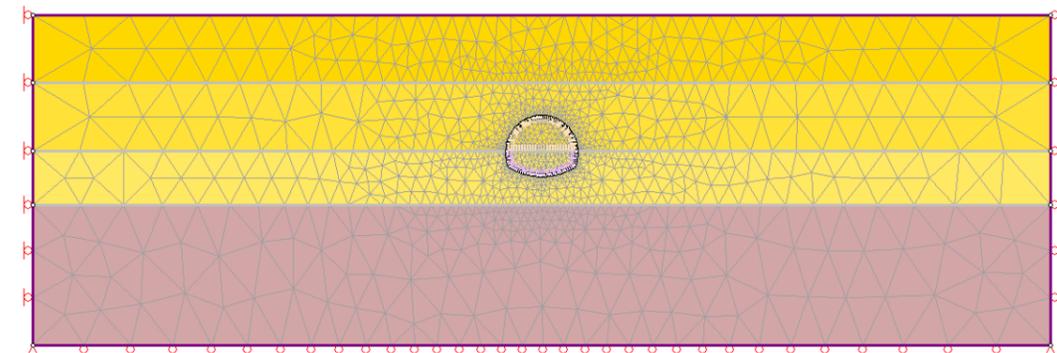
Donde  $\epsilon_{cu}=3,5 \cdot 10^{-3}$ , y  $\epsilon_{co}=2,0 \cdot 10^{-3}$

A continuación se han representado los diagramas de interacción axil-flector y axil-cortante para suponiendo que se trata de un hormigón proyectado con una madurez de 24 horas y de 28 días:



Además de lo anterior, se debe mencionar que los elementos rectos como la presolera en avance, en caso de estar traccionados, pueden considerarse en servicio aunque alcancen esfuerzos axiales de más 1.000 kN/ml debido a la colaboración de las cerchas.

4.4.6.4. Modelo de cálculo



4.4.6.5. Fases de cálculo

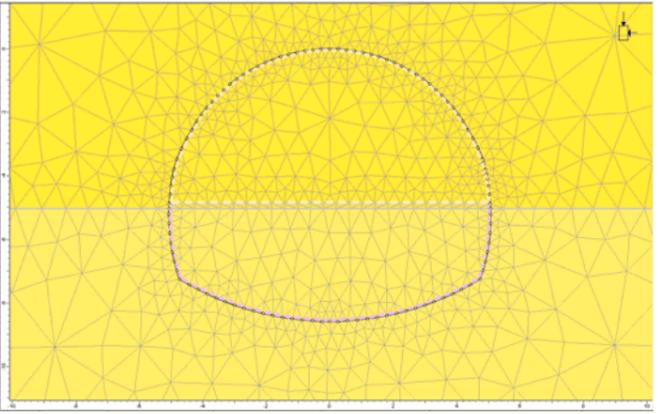
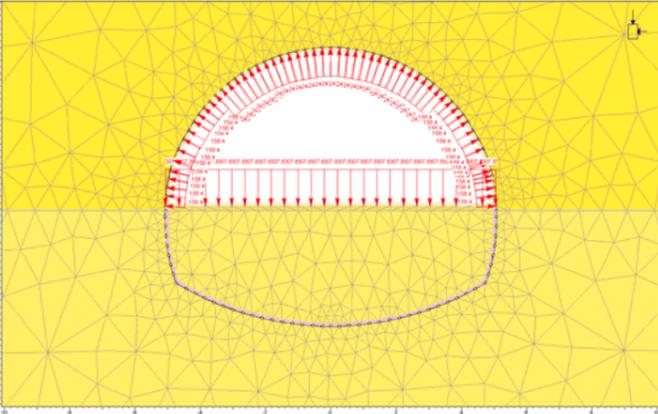
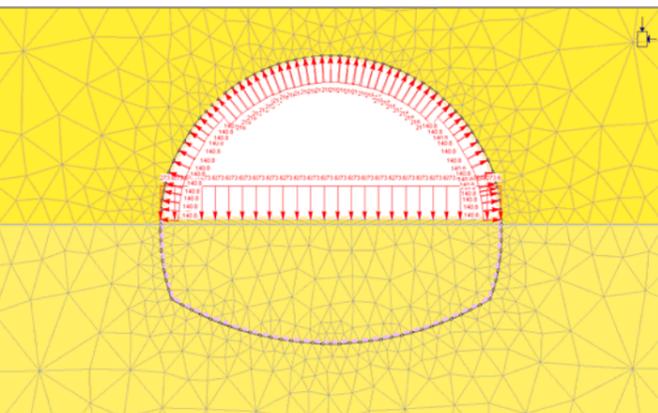
Imagen	Descripción
	<p>Condiciones geostáticas iniciales. Al final del cálculo de esta fase, se anulan todos los desplazamientos del modelo.</p>
	<p>Excavación en avance con una relajación de las tensiones naturales del terreno igual al 10%</p>
	<p>Excavación en avance con una relajación de las tensiones naturales del terreno igual al 20%</p>

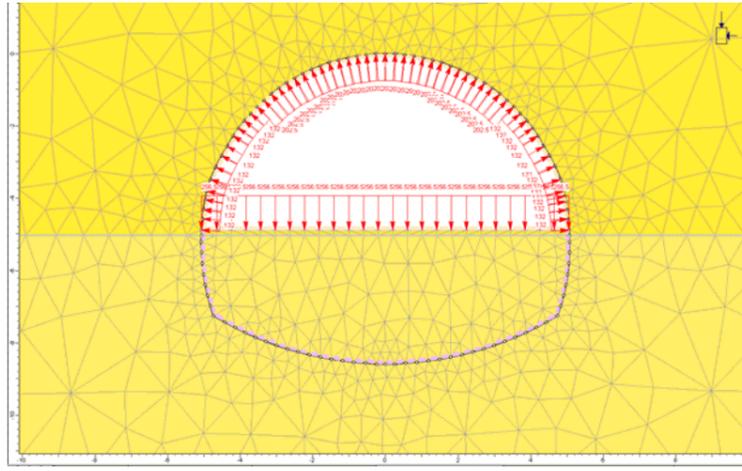
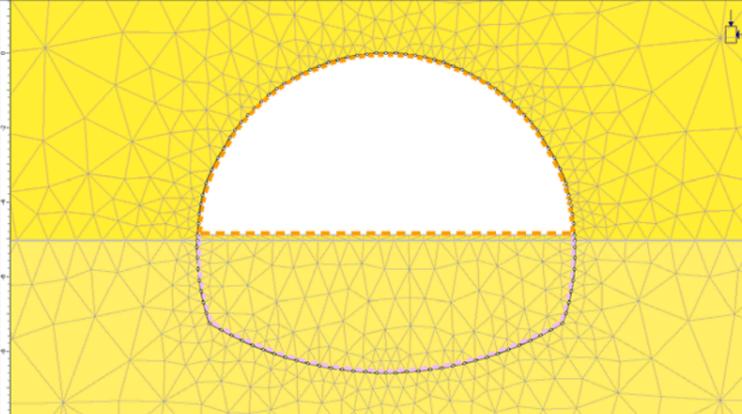
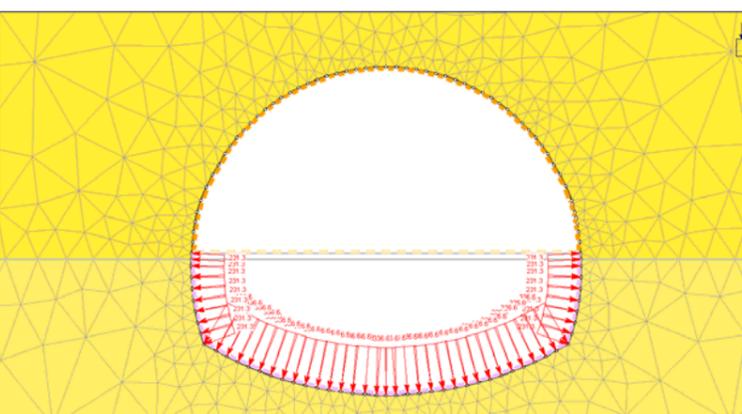
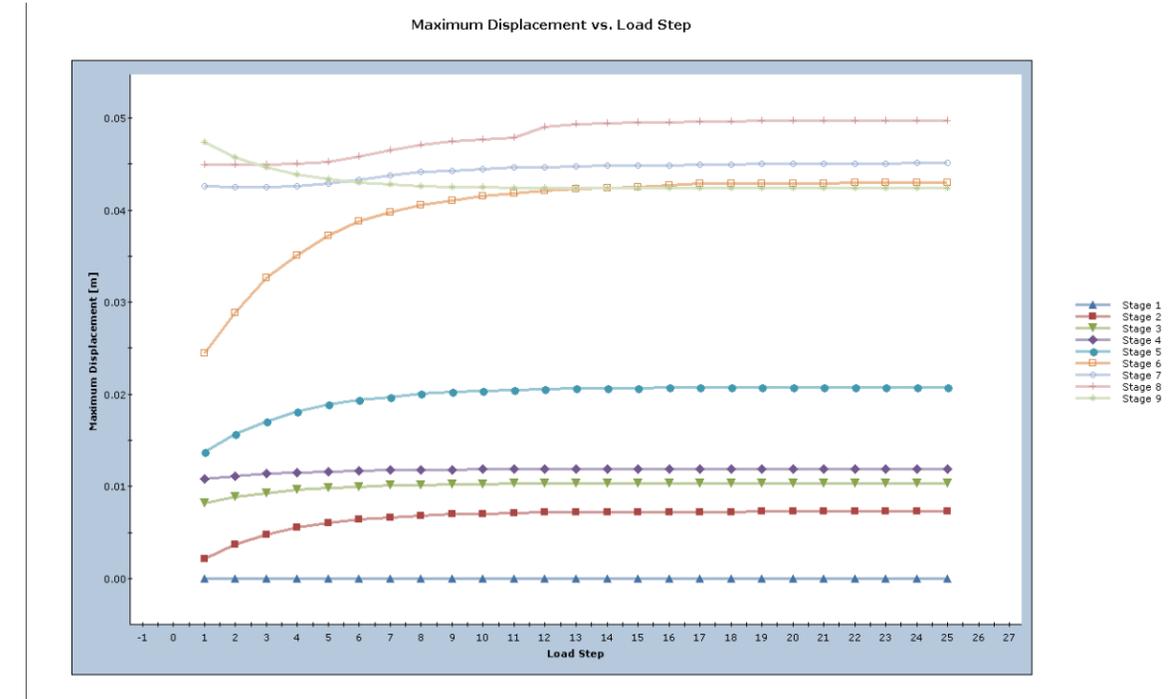
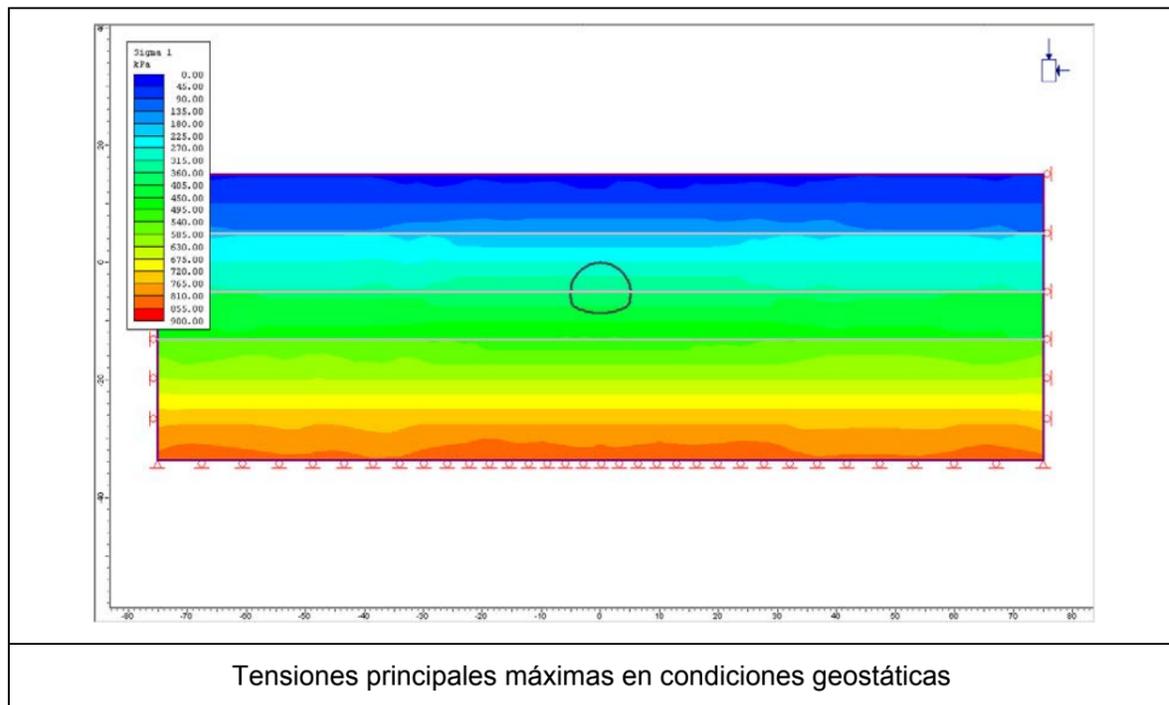
Imagen	Descripción
	<p>Excavación en avance con una relajación de las tensiones naturales del terreno igual al 25%</p>
	<p>Colocación del sostenimiento en avance con presolera. Madurez del hormigón equivalente a 24 horas desde su colocación (un 30% de la resistencia de cálculo a 28 días)</p>
	<p>Excavación en destroza con un 15% de relajación de las tensiones naturales del terreno. Demolición de la presolera. Madurez del hormigón en la bóveda y hastiales igual a 28 días.</p>

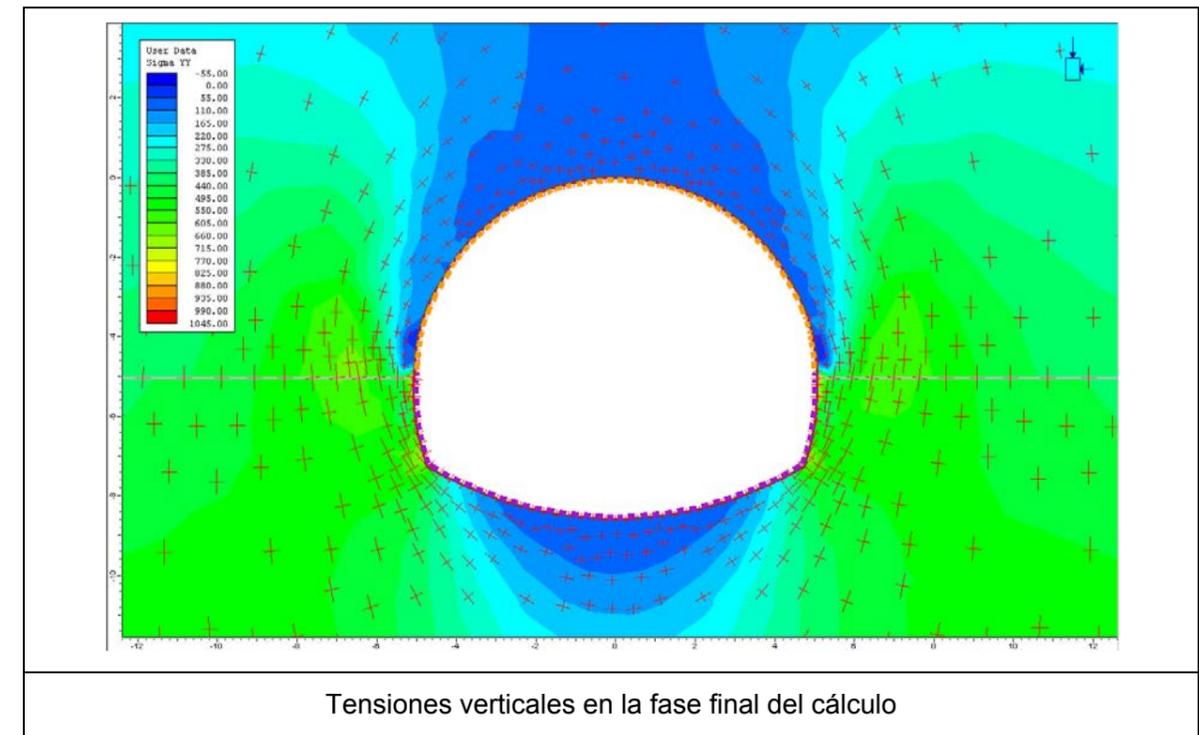
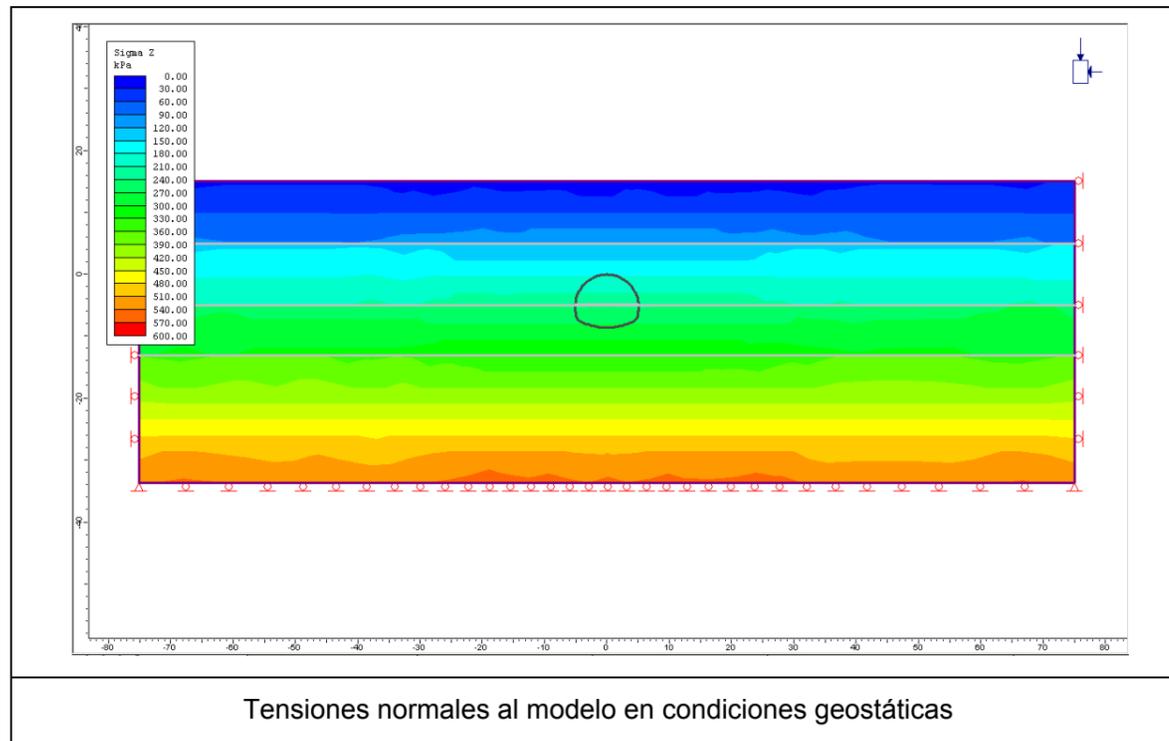
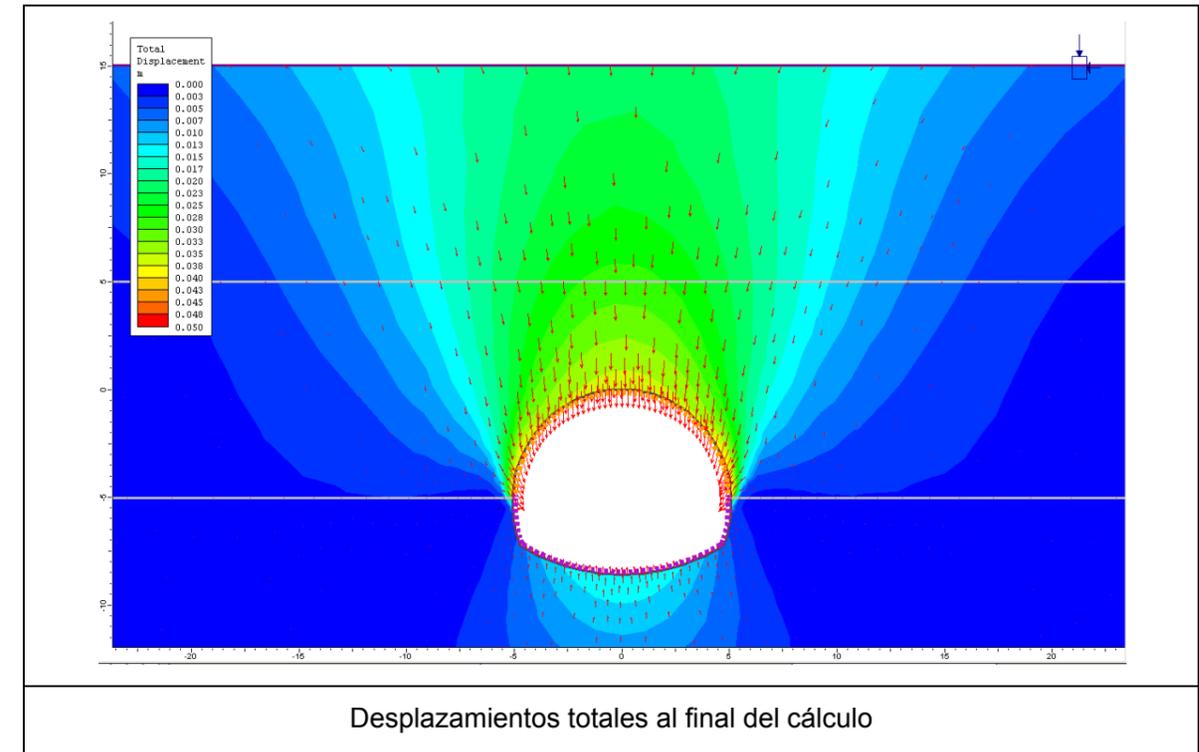
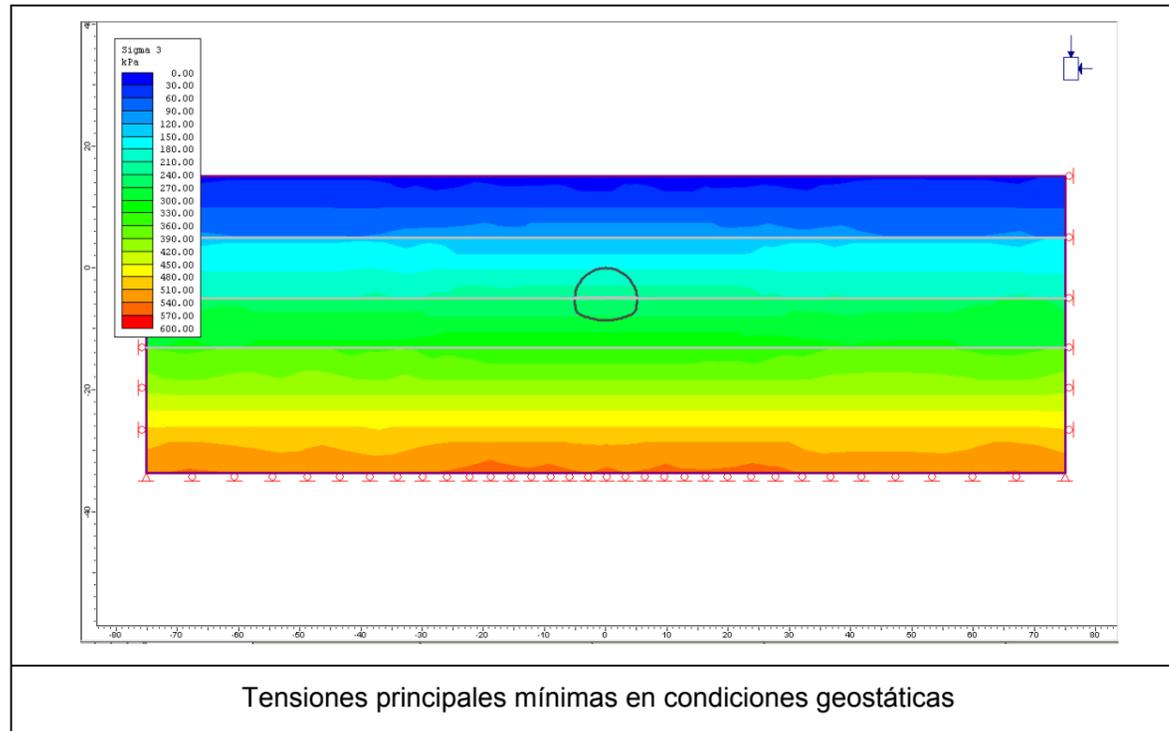
Imagen	Descripción
	<p>30% de relajación de las tensiones naturales del terreno.</p>
	<p>35% de relajación de las tensiones naturales del terreno.</p>
	<p>Colocación del sostenimiento en destroza y contrabóveda. Madurez del hormigón de destroza equivalente a 24 horas desde su colocación (un 30% de la resistencia de cálculo a 28 días). El hormigón en bóveda y hastiales permanece sin cambios.</p>

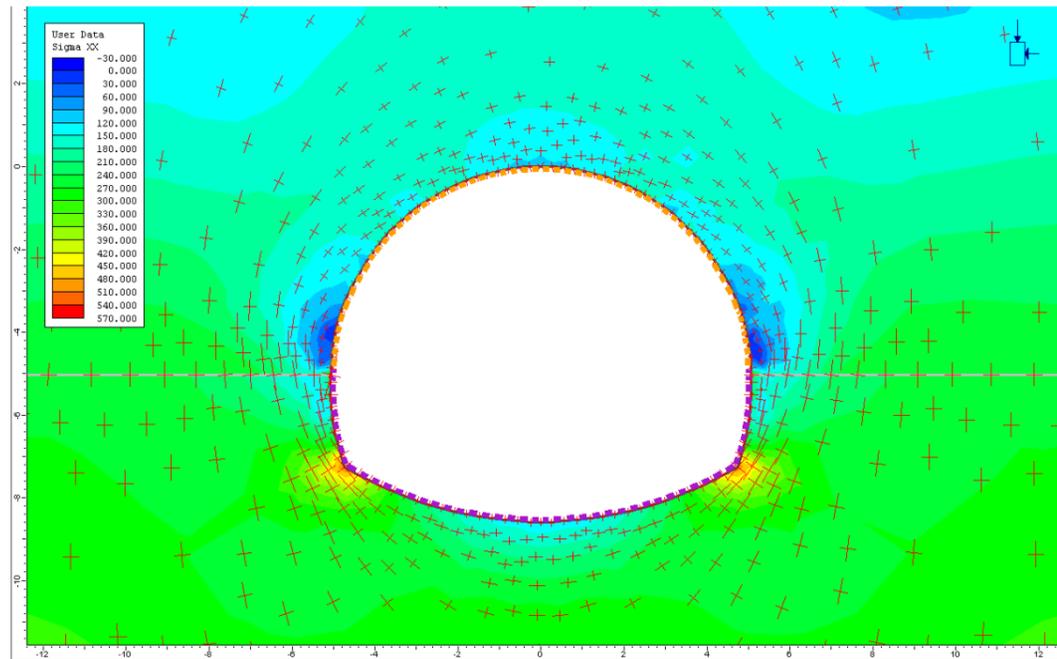
#### 4.4.6.6. Curvas carga-desplazamiento



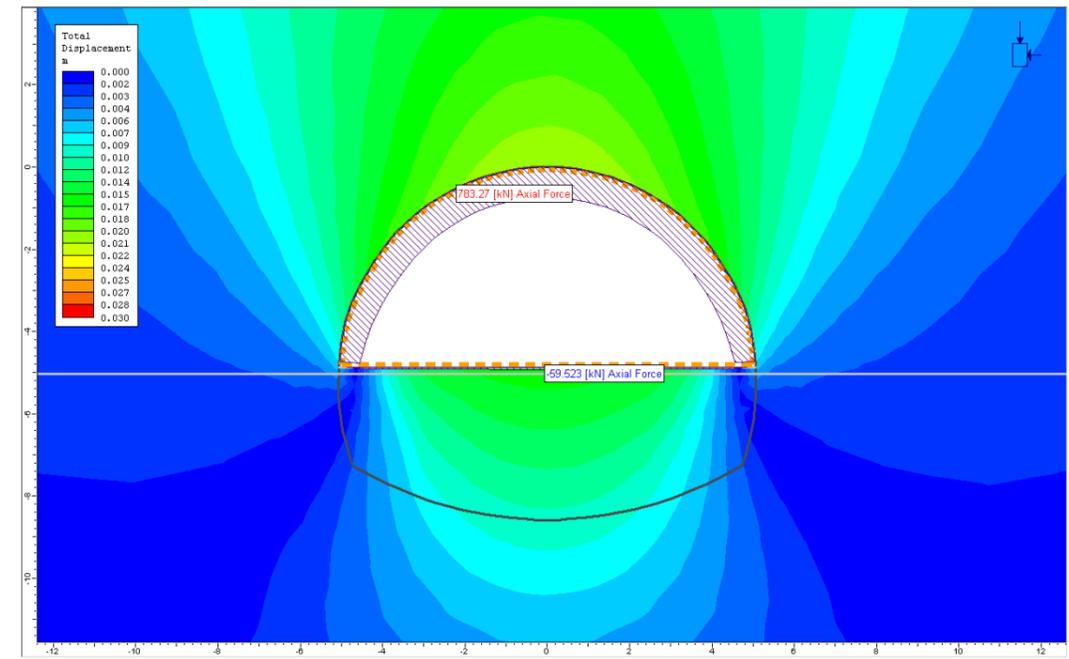
#### 4.4.6.7. Salidas gráficas



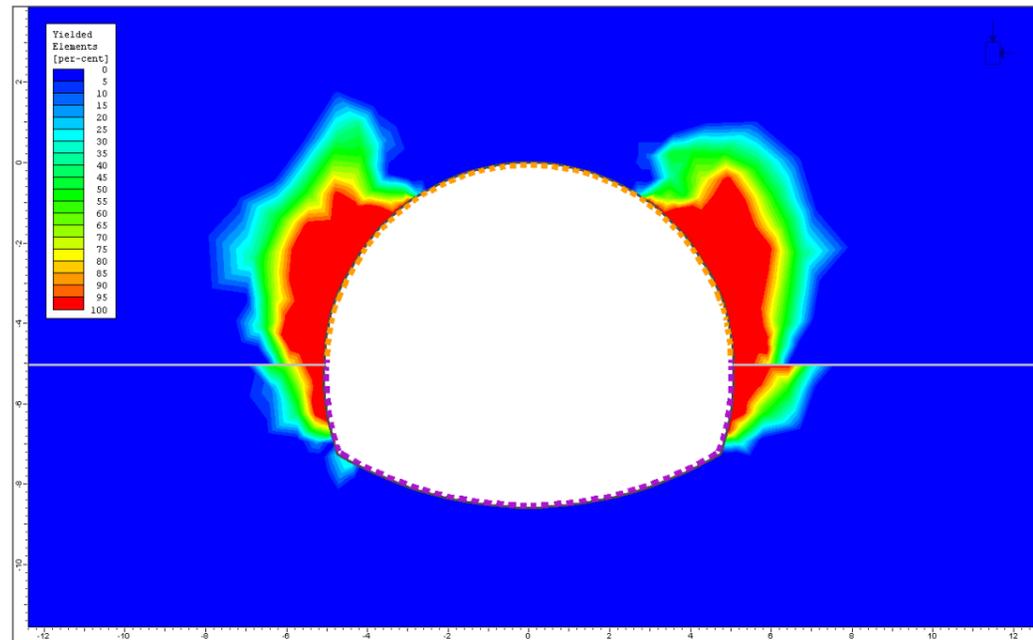




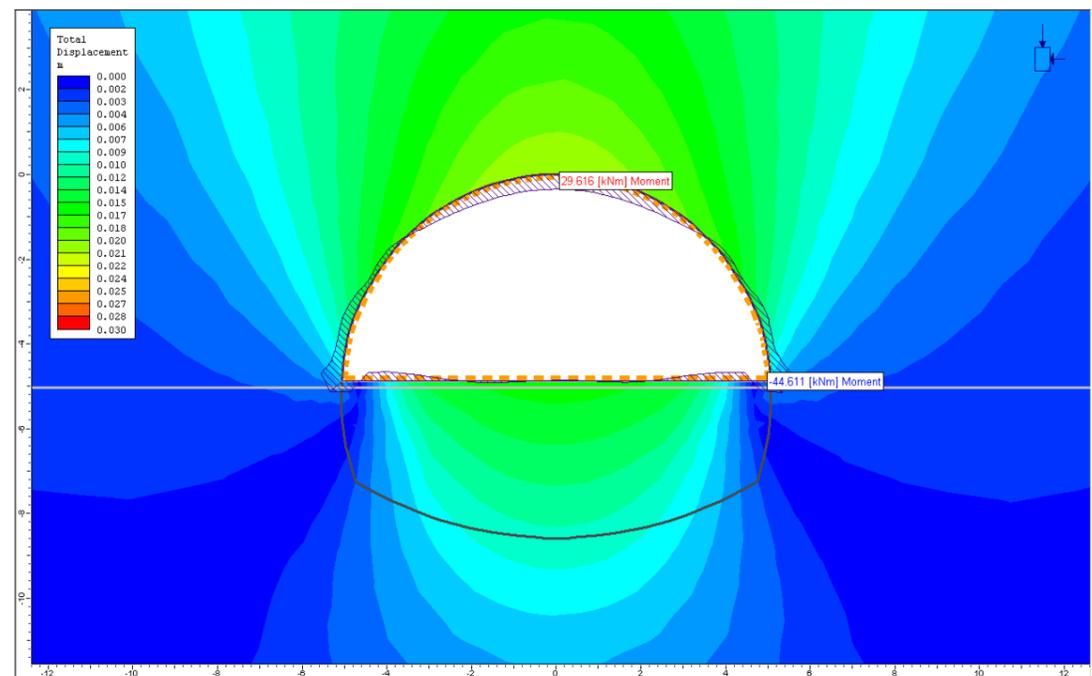
Tensiones horizontales en la fase final del cálculo



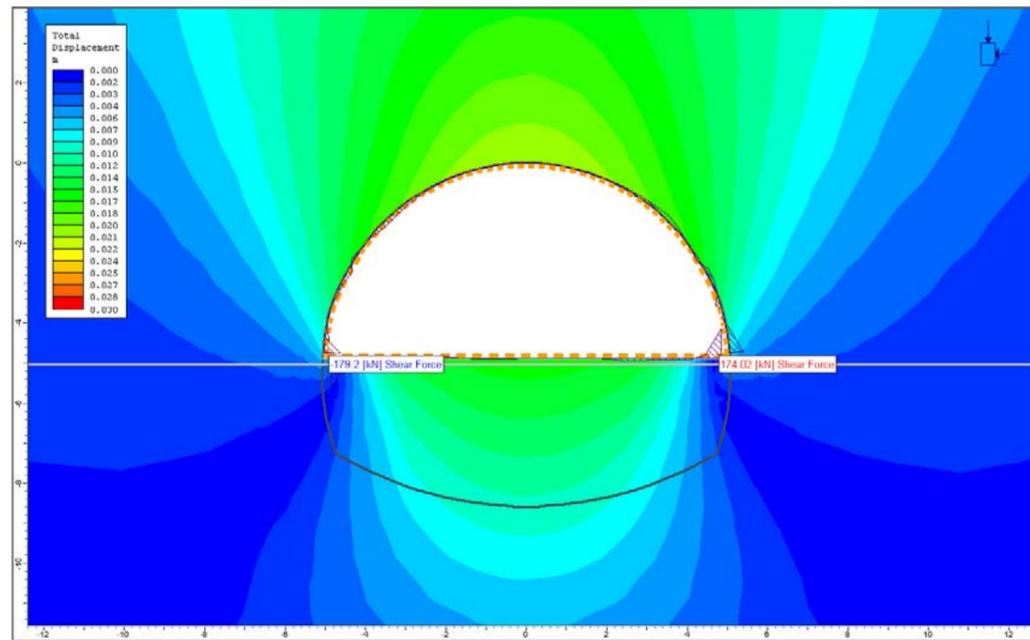
Esfuerzos axiales en el sostenimiento en la fase de instalación de la bóveda y presolera



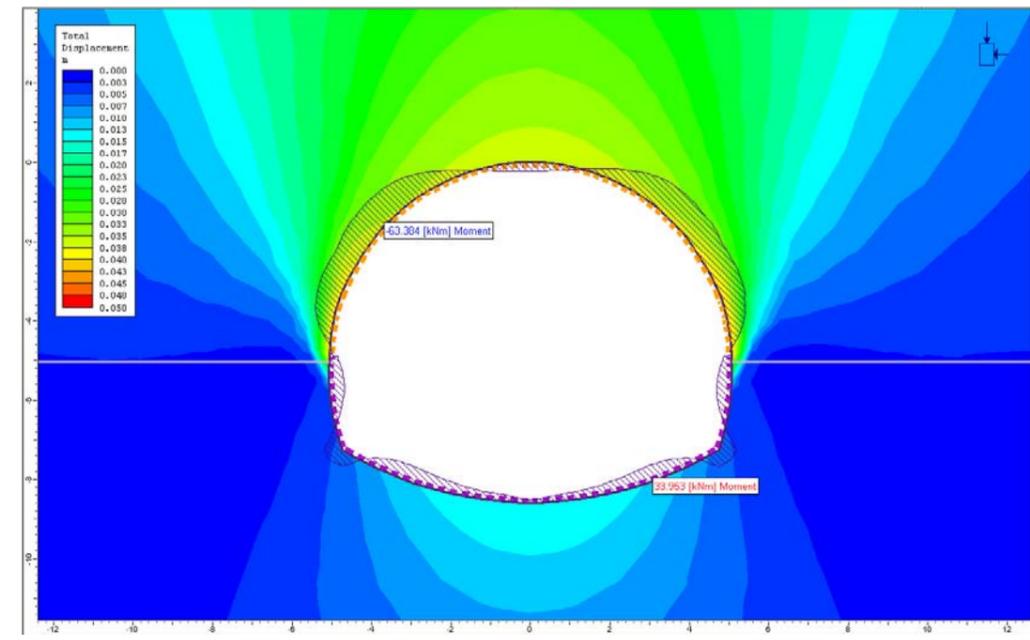
Plastificación del terreno.



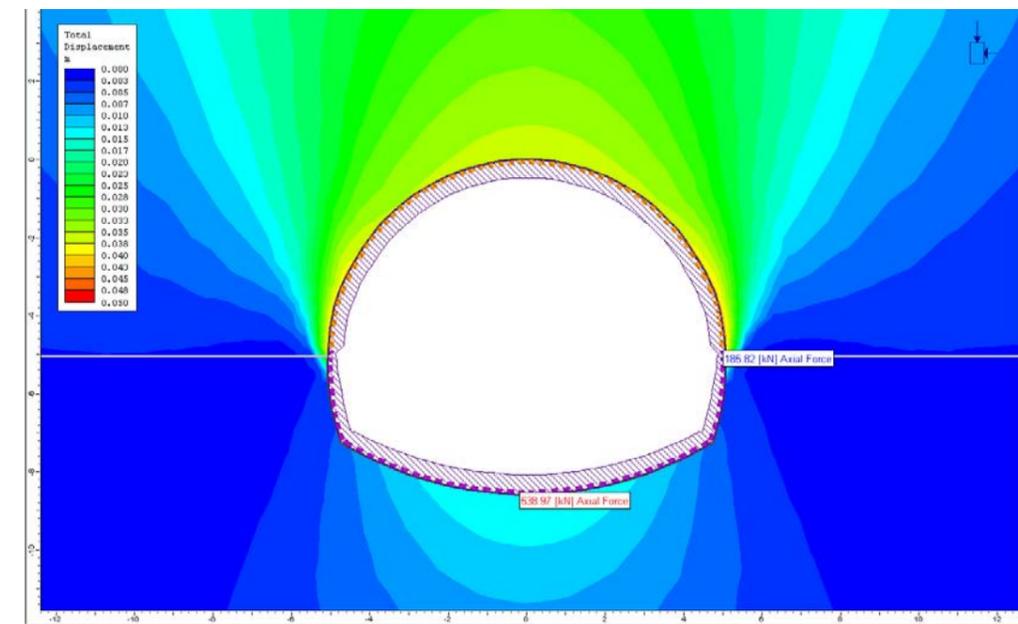
Esfuerzos flectores en el sostenimiento en la fase de instalación de la bóveda y presolera



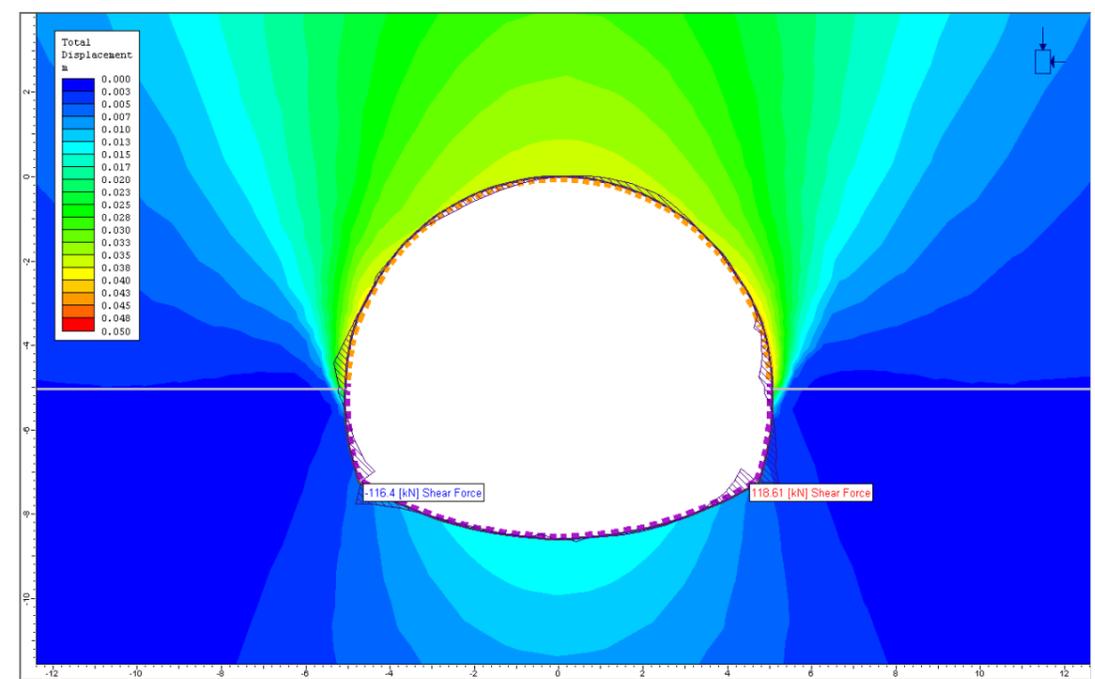
Esfuerzos cortantes en el sostenimiento en la fase de instalación de la bóveda y presolera



Esfuerzos flectores en el sostenimiento en la fase final del cálculo



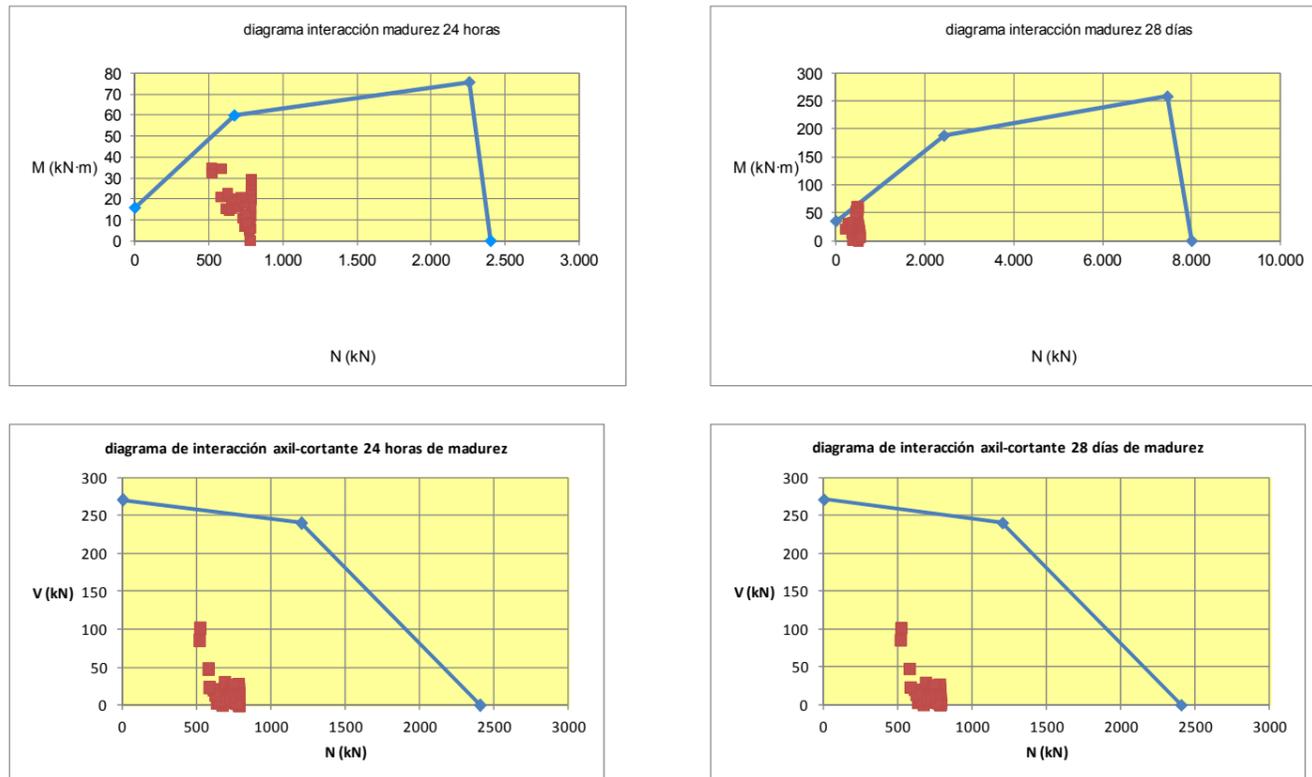
Esfuerzos axiales en el sostenimiento en la fase final del cálculo



Esfuerzos cortantes en el sostenimiento en la fase final del cálculo

#### 4.4.6.8. Comprobación del sostenimiento

En los gráficos siguientes, se ha representado los esfuerzos en la bóveda, hastiales y contrabóveda del sostenimiento en relación con los diagramas de interacción considerados, teniendo en cuenta las hipótesis anteriormente mencionadas.



#### 4.4.6.9. Resumen de las características del cálculo

unidades de longitud	unidades de tensiones	método para obtener los desplazamientos	tipo de elementos
metros	kPa	eliminación gaussiana	triangulares de 3 nodos
nº de escalones de carga por cada fase de cálculo	nº máximo de iteraciones por cada escalón de carga	criterio de convergencia	tolerancia
25	500	energía específica	0,001

#### 4.4.7. Cálculo de sostenimiento s-2 con 30 m de recubrimiento

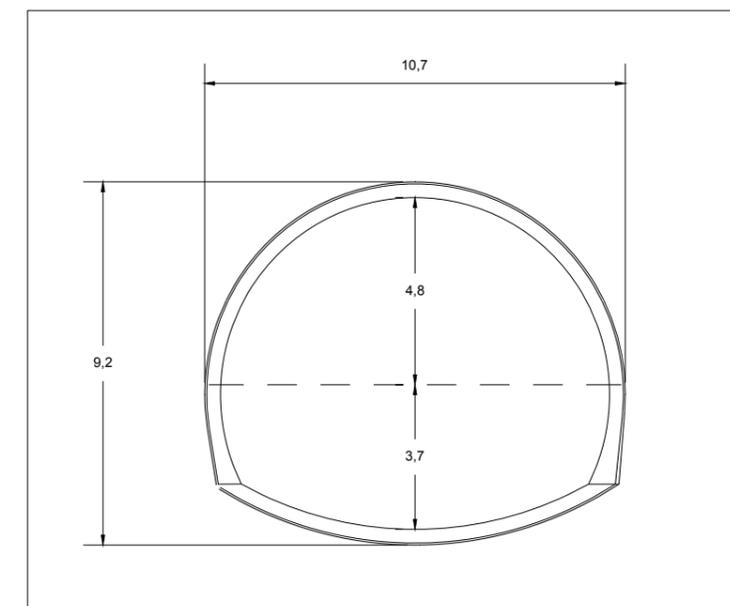
##### 4.4.7.1. Datos iniciales

En la tabla siguiente se han resumido algunas de las magnitudes incluidas en este cálculo:

Recubrimiento sobre clave (m)	Litologías afectadas	Procedimiento constructivo
30	Cangahua limo-arcillosa Cangahua no alterada	Sección partida en avance y destroza, calando el avance

Corte geotécnico del terreno	
prof. (m)	litología
0,0 a 43	Cangahua limo-arcillosa
>43	Tobas

En la figura siguiente se ha representado la geometría de la excavación:

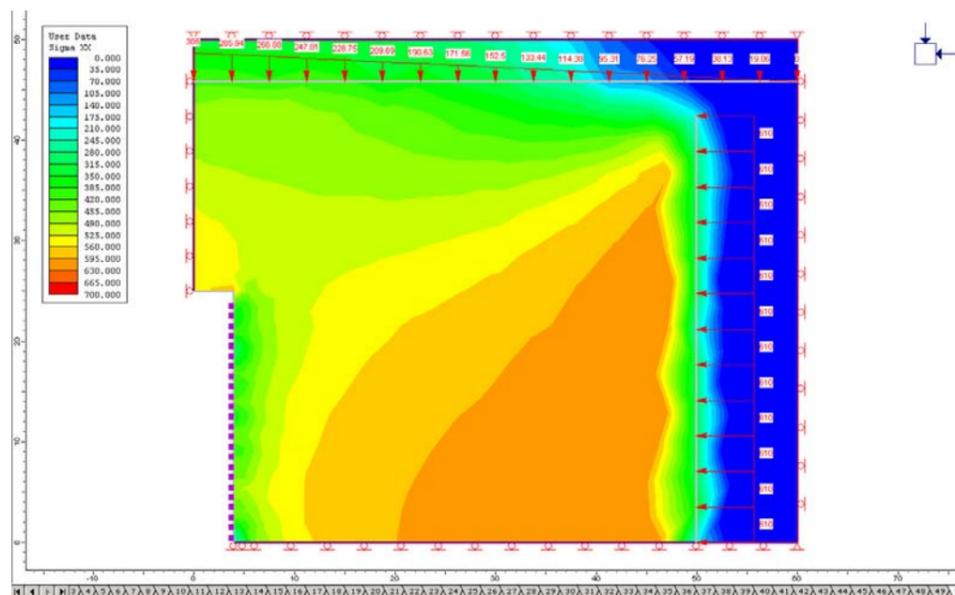


**4.4.7.2. Curva de relajación en avance**

En la gráfica siguiente se han representado las semiconvergencias en función de la distancia al frente para un modelo axilimétrico de elementos finitos con un radio de excavación igual a 3,9m y un cierre de sección con hormigón proyectado de 37% de rigidez con respecto a la nominal.



En la imagen siguiente se ha representado la tensión normal del terreno sobre el sostenimiento en el modelo axilimétrico antes mencionado. Como se puede apreciar, esta tensión es de unos 420 kN/m<sup>2</sup>, lo que significa una relajación de tensiones del 30%.



En el caso de la fase de destroza, se ha estimado una relajación del 40% teniendo en cuenta el diferente confinamiento del terreno con respecto a la fase anterior.

**4.4.7.3. Modelización del sostenimiento**

En la siguiente tabla se han resumido las características principales del sostenimiento considerado para el estudio de estabilidad de esta sección:

espesor (cm)	f <sub>ck</sub> del hormigón proyectado (MPa)	cerchas
35	35	HEB-140 cada 1ml

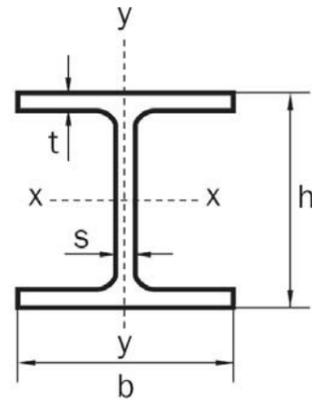
Características del sostenimiento consideradas en el cálculo:

tipo	h (m)	f <sub>cd</sub> (MPa)	f <sub>ctd</sub> (MPa)	E <sub>cm</sub> (MPa)	A (m <sup>2</sup> /ml)	I (m <sup>4</sup> /ml)	FS
Hormigón proyectado a 24 horas	0,35	26,900	1,728	22.480	0,25	0,0036	1,3
Hormigón proyectado a 28 días	0,35	8,077	0,775	29.779	0,25	0,0036	1,3

Donde:

- h es el espesor del sostenimiento
- f<sub>cd</sub> es la resistencia de cálculo a compresión del sostenimiento
- f<sub>ctd</sub> es la resistencia a tracción del sostenimiento
- E<sub>cm</sub> es el módulo de deformación secante del sostenimiento
- A es el área de la sección transversal del sostenimiento
- I es el momento de inercia a flexión de la sección del sostenimiento
- FS es el coeficiente de seguridad parcial que minorará aún más las resistencias del sostenimiento (se ha tomado un coeficiente de minoración para las resistencias características igual a 1,3)

Además del hormigón proyectado, el sostenimiento se ha diseñado incorporando cerchas de acero HEB-140 espaciadas 1m, con las siguientes características:

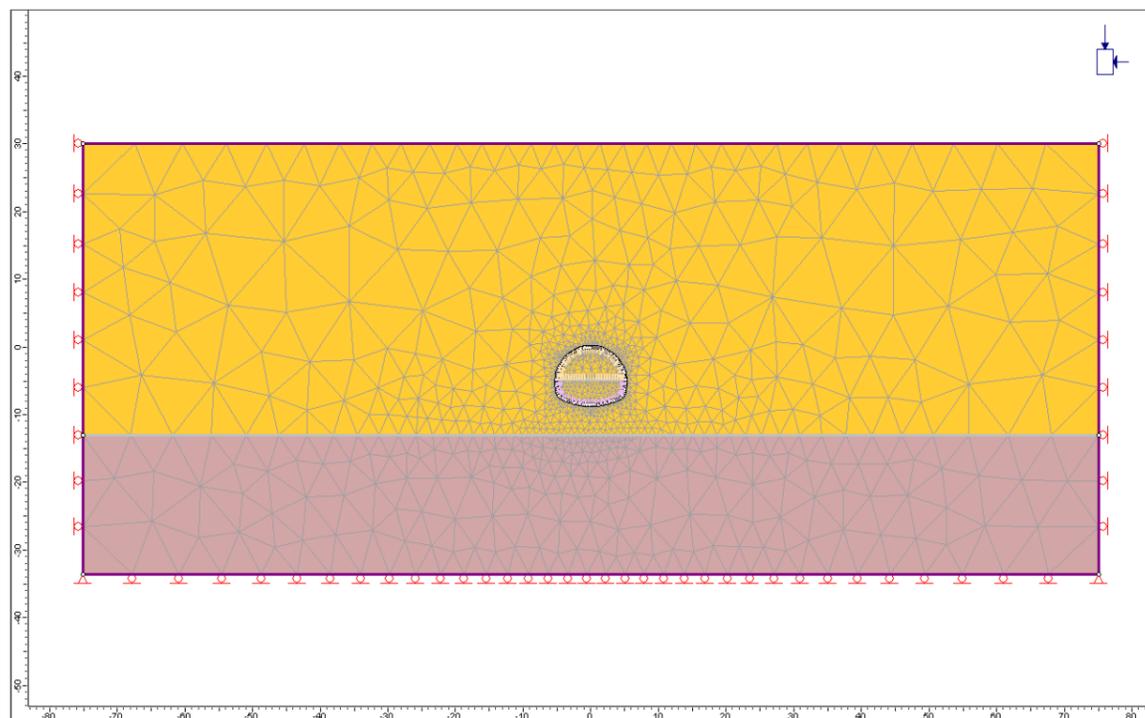


En la tabla siguiente se han resumido las características principales de estos elementos:

$f_{yd}$ (MPa)	h (mm)	b (mm)	s (mm)	t (mm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Peso (kg/ml)	$I_x$ (cm <sup>4</sup> )
239	140	140	7,0	12,0	43,0	33,7	550

Siendo  $f_{yd}$  el límite elástico del acero considerado en los cálculos (obtenido a partir de minorar por 1,15 el límite elástico característico del acero)

**4.4.7.4. Modelo de cálculo**



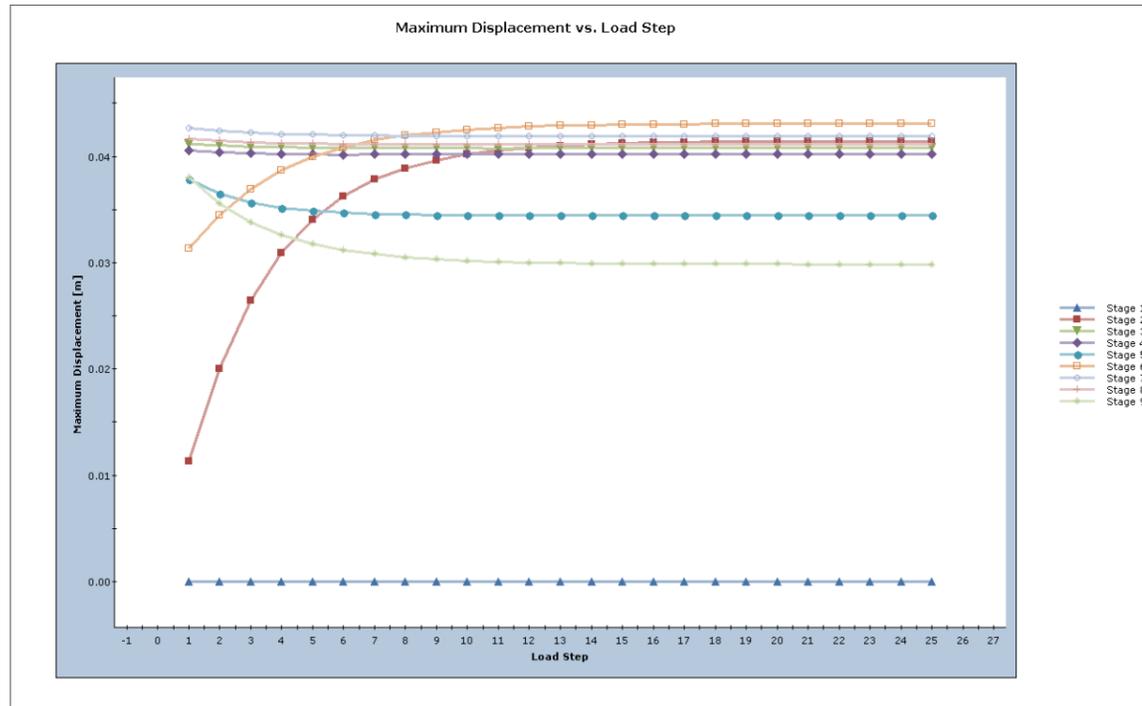
**4.4.7.5. Fases de cálculo**

Imagen	Descripción
	Condiciones geostáticas iniciales. Al final del cálculo de esta fase, se anulan todos los desplazamientos del modelo.
	Excavación en avance con una relajación de las tensiones naturales del terreno igual al 10%
	Excavación en avance con una relajación de las tensiones naturales del terreno igual al 20%

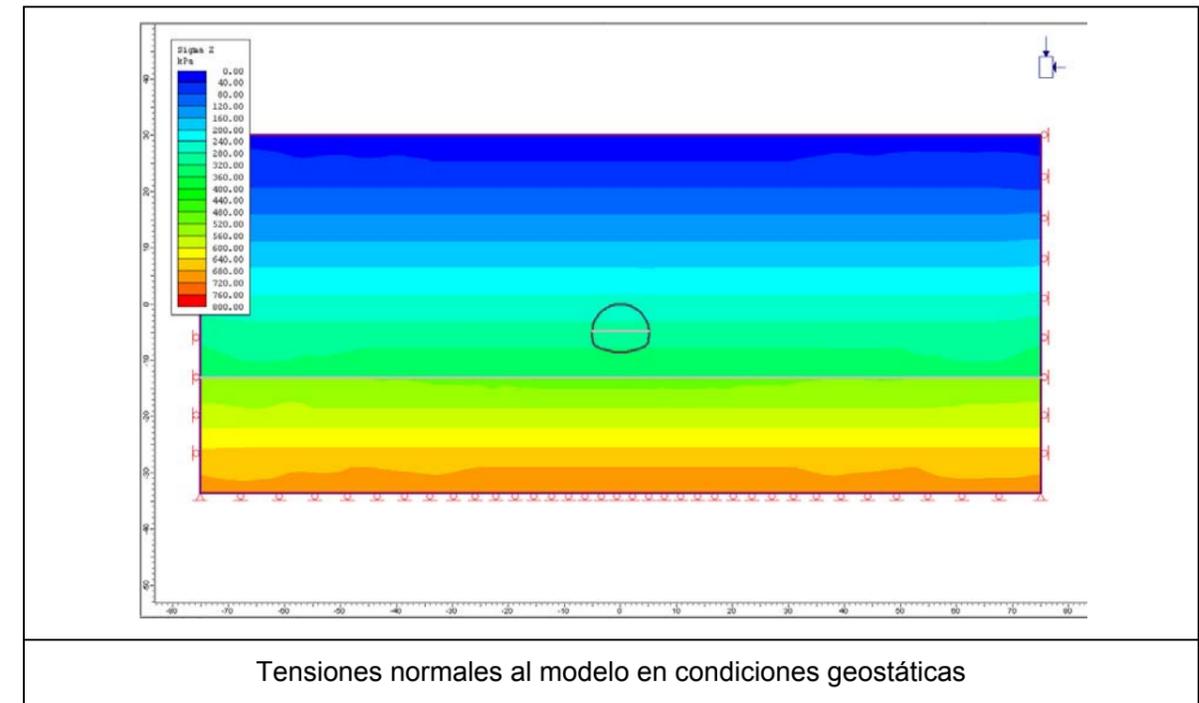
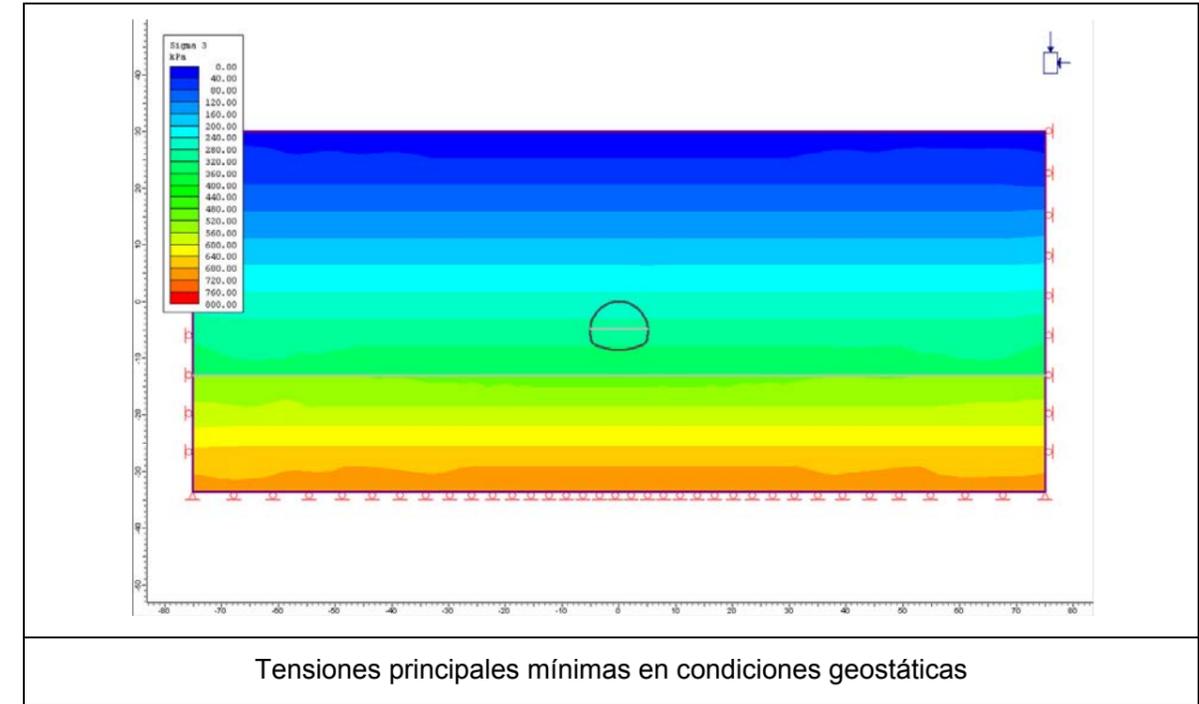
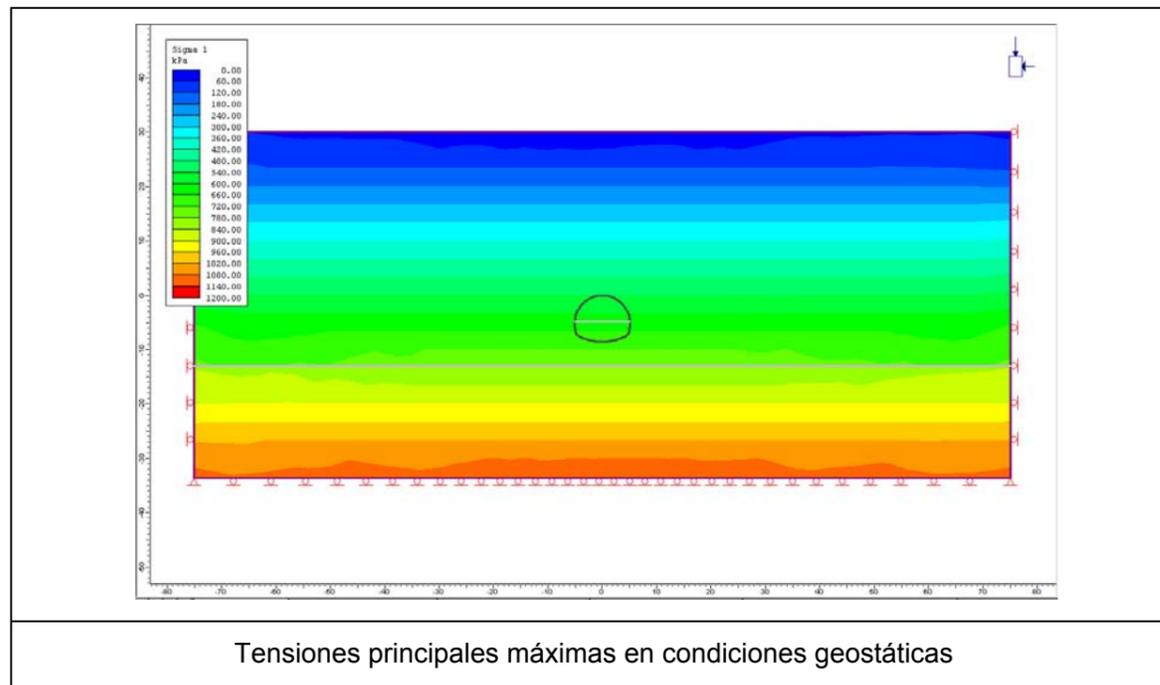
Imagen	Descripción
	<p>Excavación en avance con una relajación de las tensiones naturales del terreno igual al 30%</p>
	<p>Colocación del sostenimiento en avance con presolera. Madurez del hormigón equivalente a 24 horas desde su colocación (un 30% de la resistencia de cálculo a 28 días)</p>
	<p>Excavación en destroza con un 15% de relajación de las tensiones naturales del terreno. Demolición de la presolera. Madurez del hormigón en la bóveda y hastiales igual a 28 días.</p>

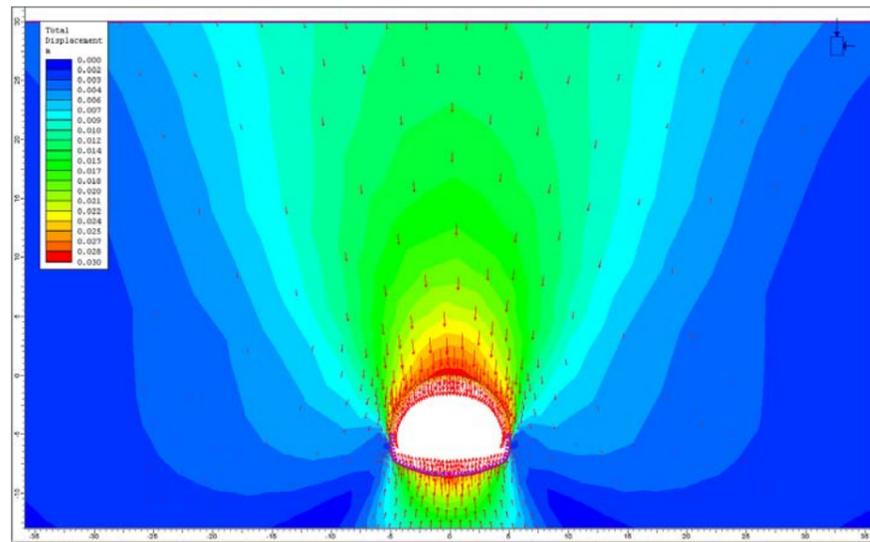
Imagen	Descripción
	<p>30% de relajación de las tensiones naturales del terreno.</p>
	<p>40% de relajación de las tensiones naturales del terreno.</p>
	<p>Colocación del sostenimiento en destroza y contrabóveda. Madurez del hormigón de destroza equivalente a 24 horas desde su colocación (un 30% de la resistencia de cálculo a 28 días). El hormigón en bóveda y hastiales permanece sin cambios.</p>

4.4.7.6. Curvas carga-desplazamiento

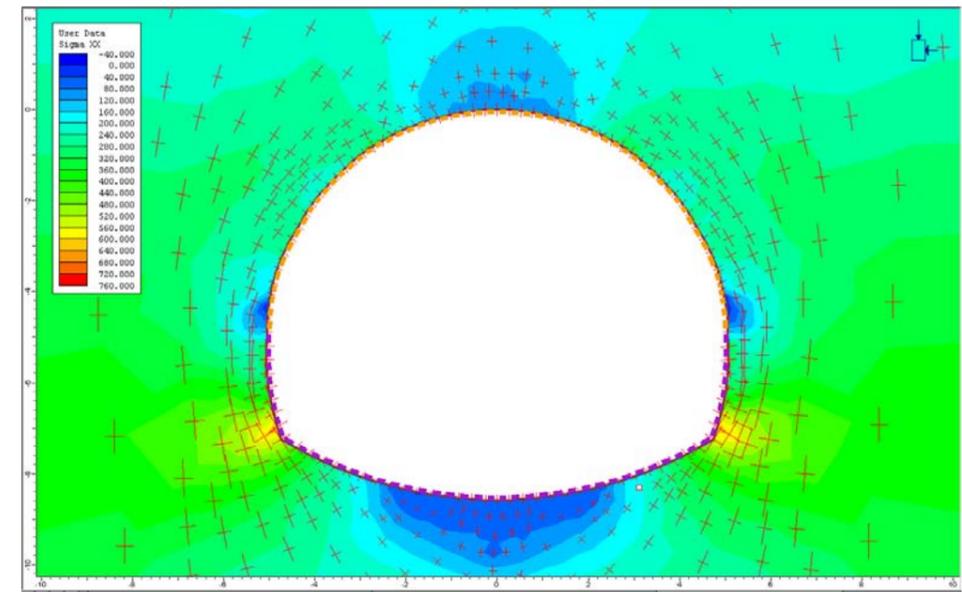


4.4.7.7. Salidas gráficas

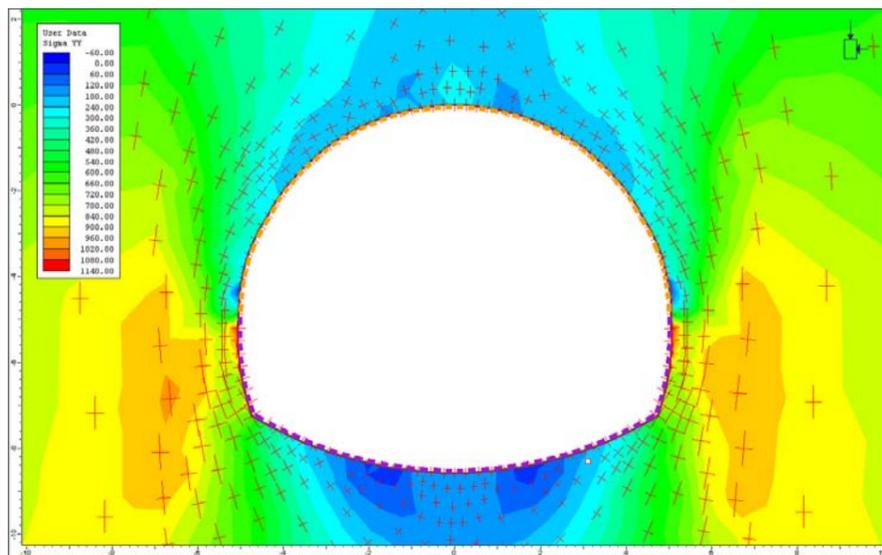




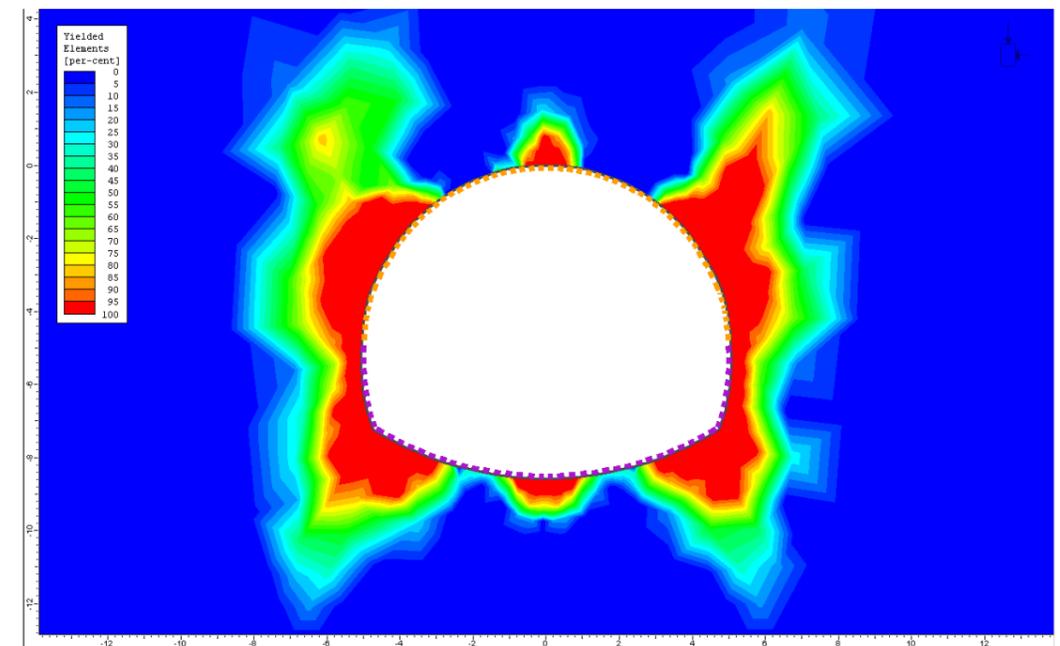
Desplazamientos totales al final del cálculo



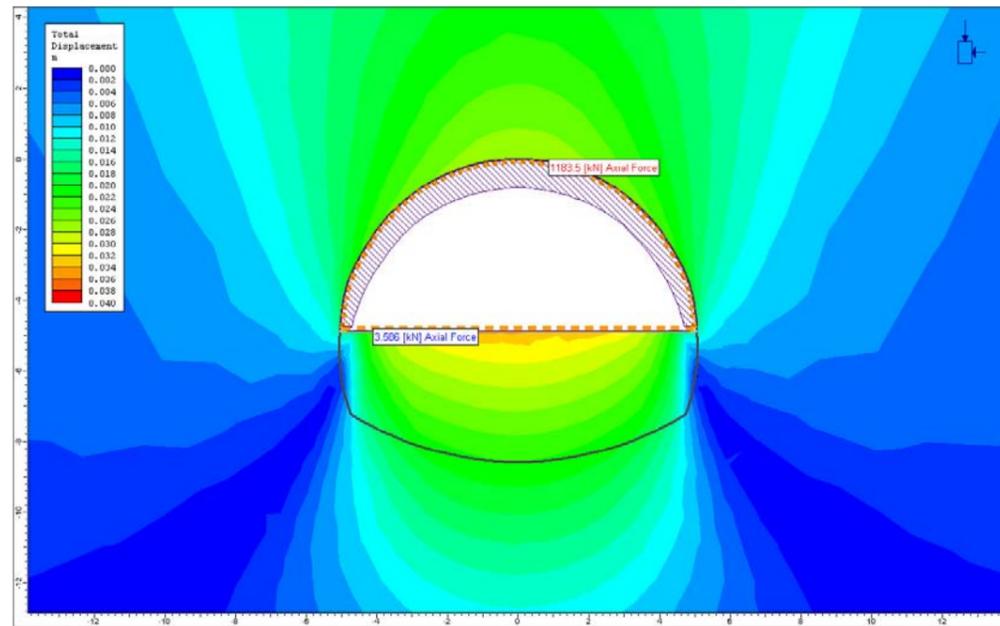
Tensiones horizontales en la fase final del cálculo



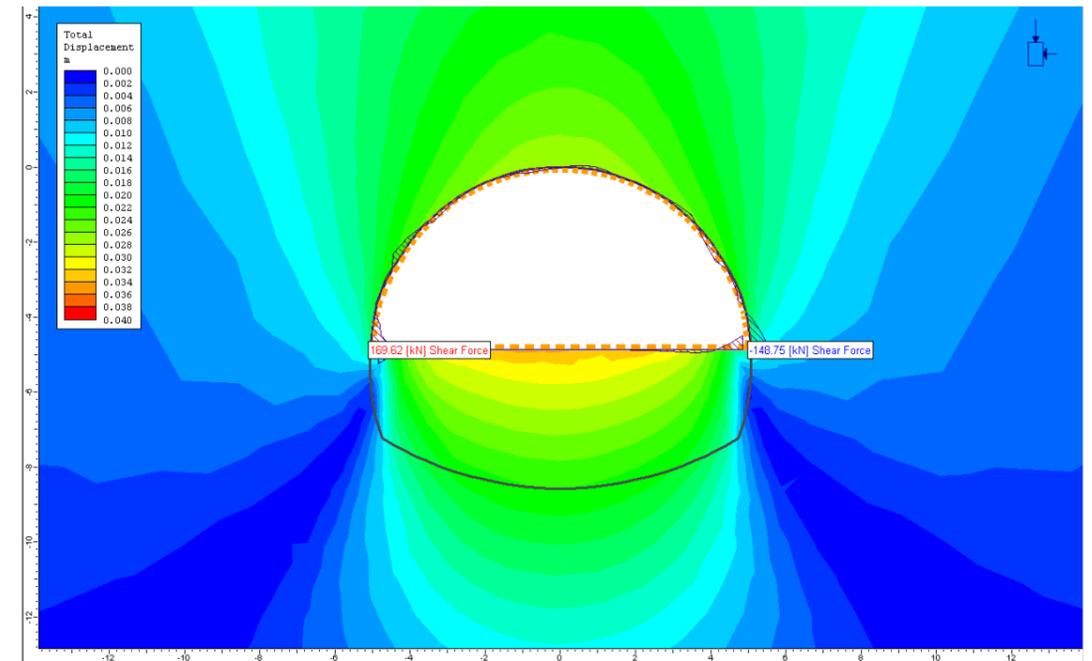
Tensiones verticales en la fase final del cálculo



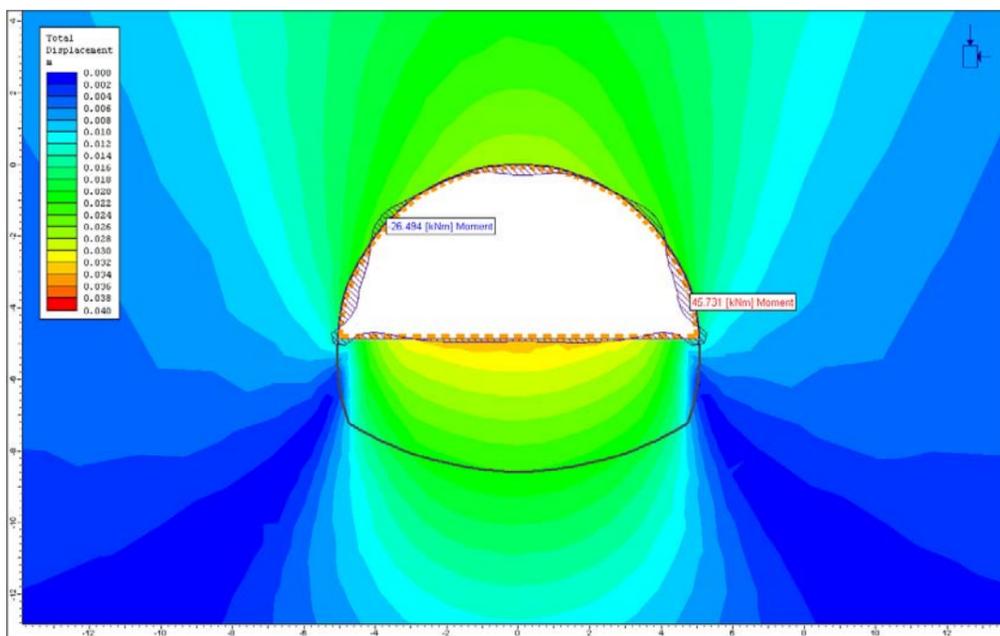
Plastificación del terreno.



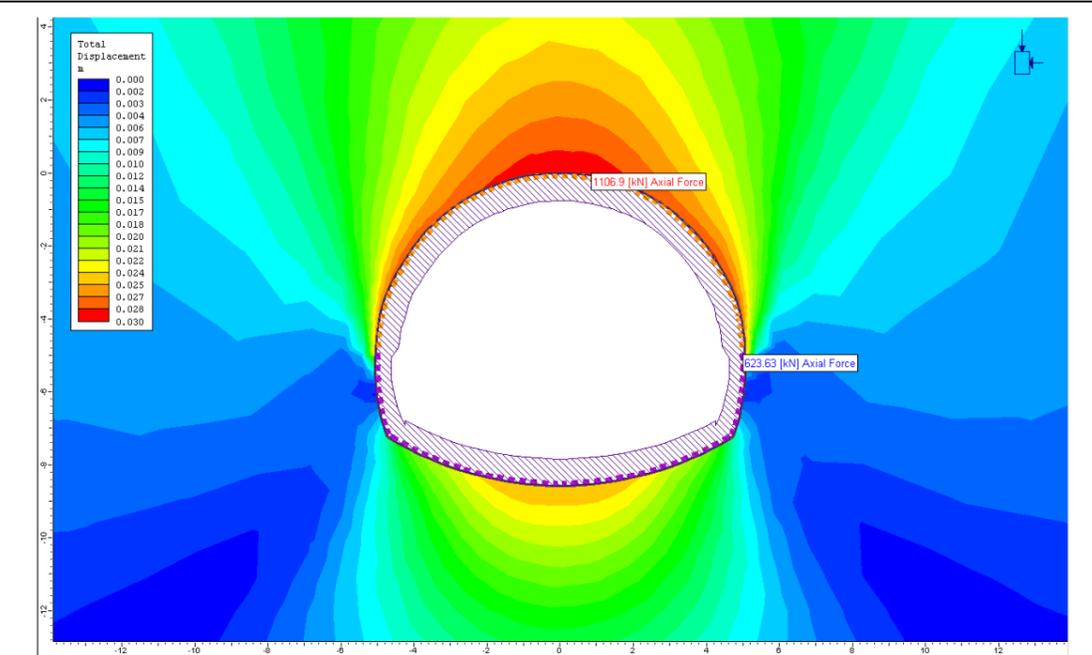
Esfuerzos axiales en el sostenimiento en la fase de instalación de la bóveda y presolera



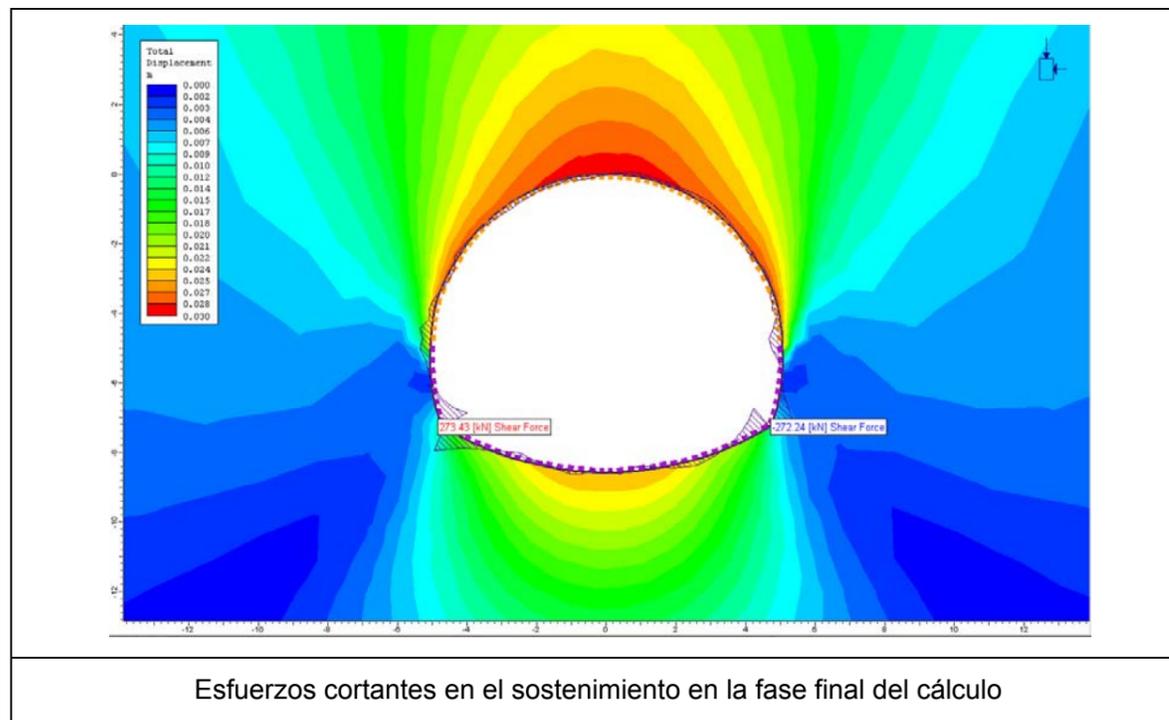
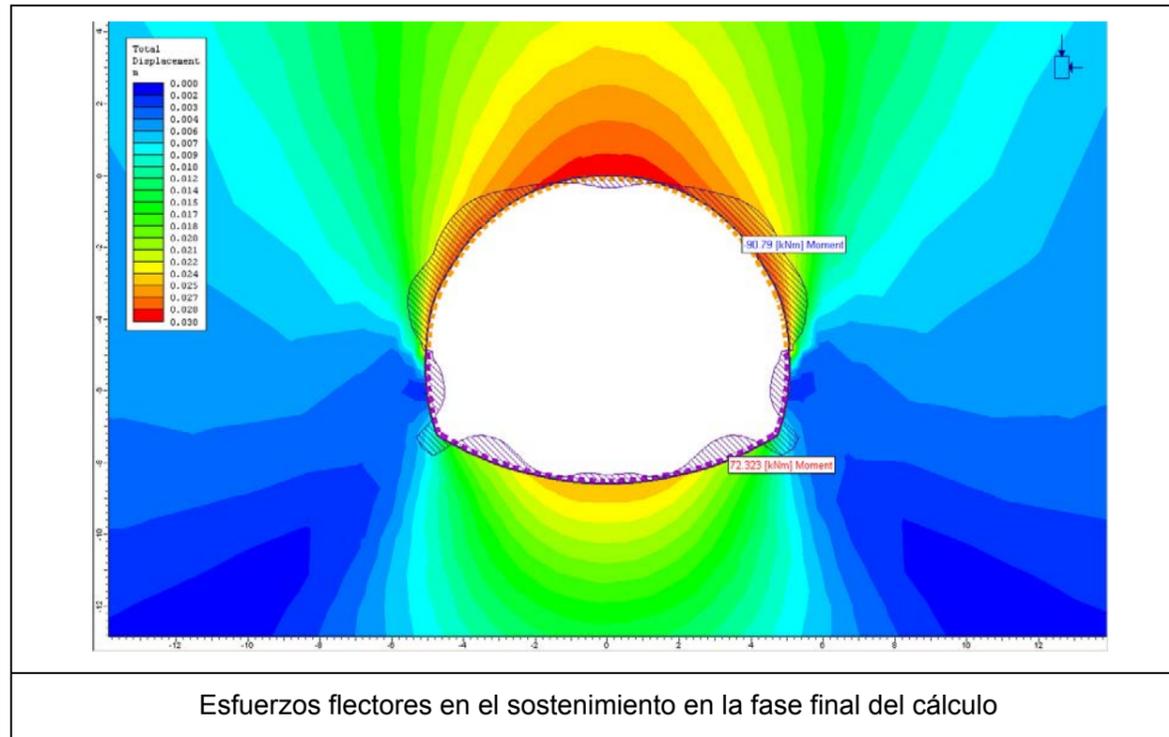
Esfuerzos cortantes en el sostenimiento en la fase de instalación de la bóveda y presolera



Esfuerzos flectores en el sostenimiento en la fase de instalación de la bóveda y presolera

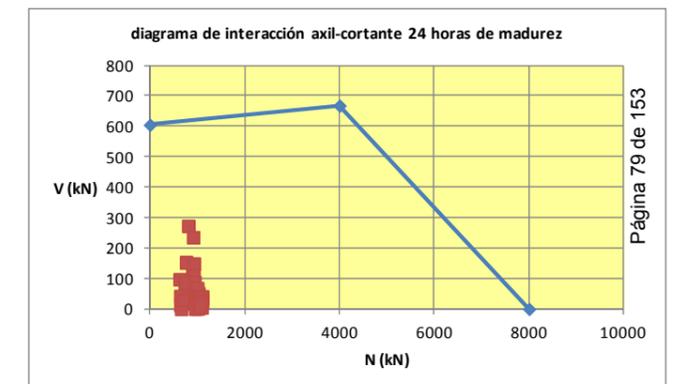
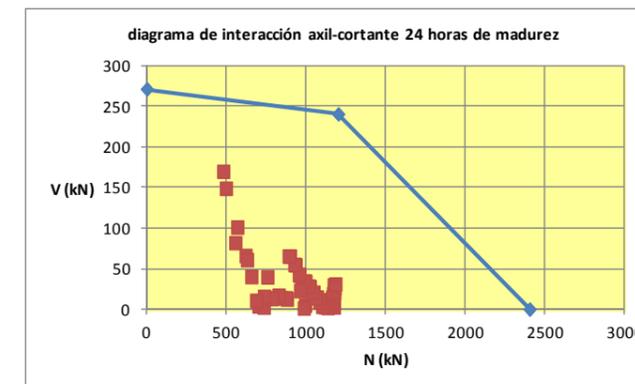
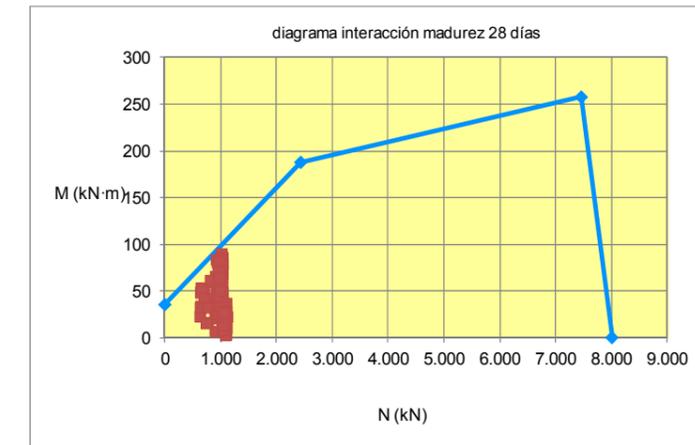
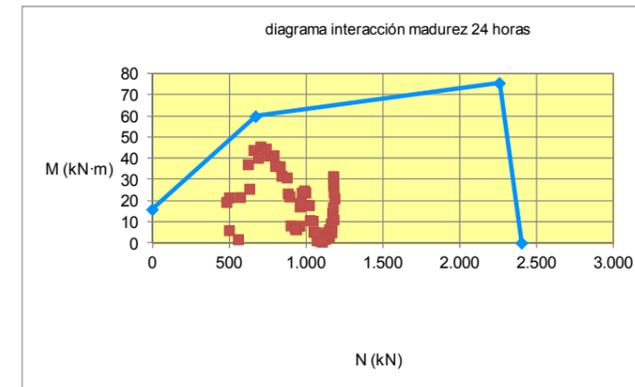


Esfuerzos axiales en el sostenimiento en la fase final del cálculo



#### 4.4.7.8. Comprobación del sostenimiento

En los gráficos siguientes, se ha representado los esfuerzos en la bóveda, hastiales y contrabóveda del sostenimiento en relación con los diagramas de interacción considerados, teniendo en cuenta las hipótesis anteriormente mencionadas.



#### 4.4.7.9. Resumen de las características del cálculo

unidades de longitud	unidades de tensiones	método para obtener los desplazamientos	tipo de elementos
metros	kPa	eliminación gaussiana	triangulares de 3 nodos
nº de escalones de carga por cada fase de cálculo	nº máximo de iteraciones por cada escalón de carga	criterio de convergencia	tolerancia
25	500	energía específica	0,001

#### 4.4.8. Cálculo de estabilidad de bloques

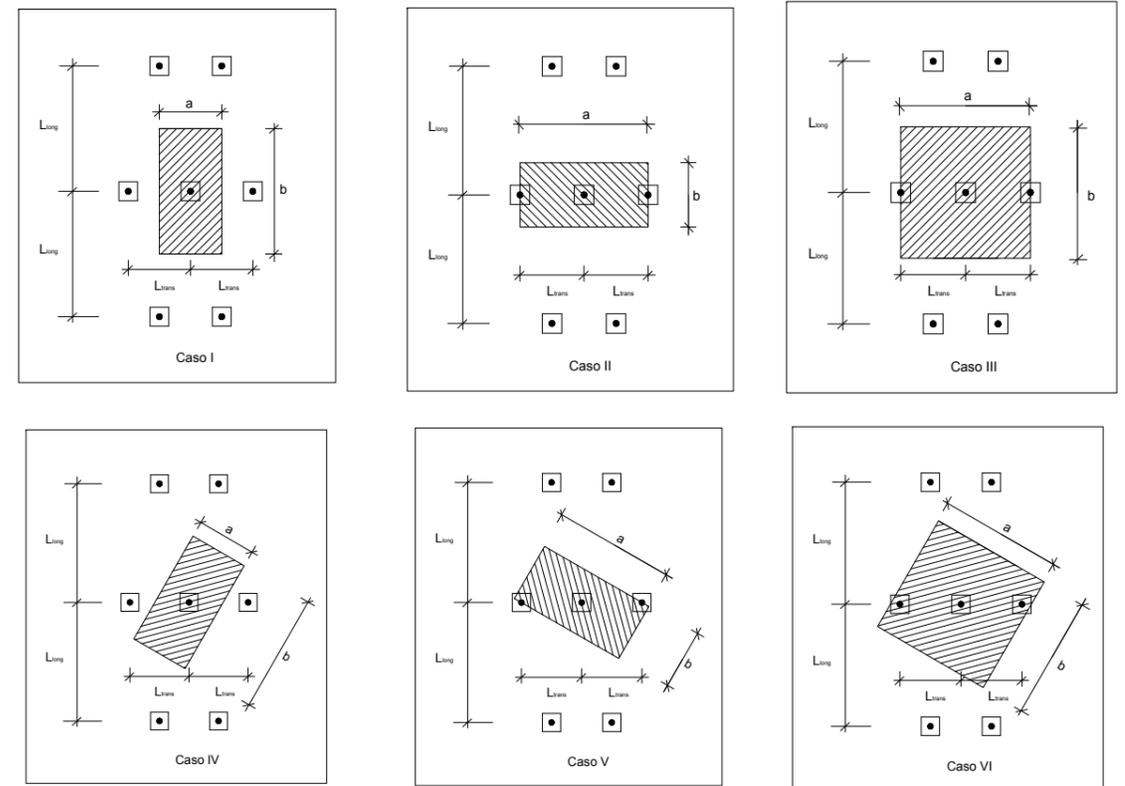
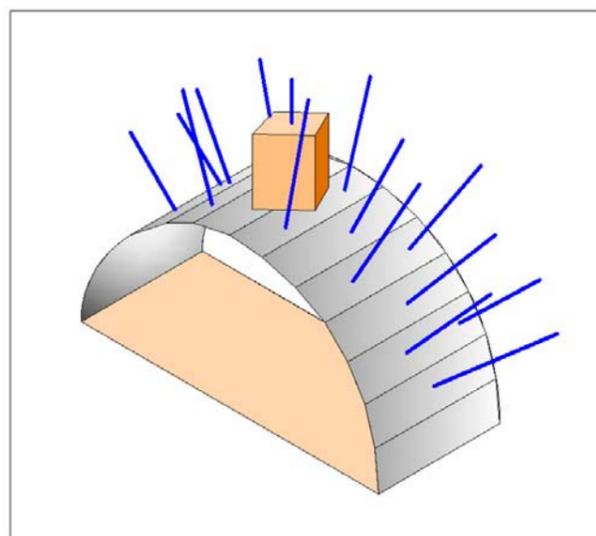
Según se ha indicado anteriormente la sección tipo SEM, se ha previsto utilizar en la litología denominada “andesitas”. A pesar de tener sus particularidades mineralógicas, las características mecánicas de este tipo de rocas son asimilables a los basaltos.

De acuerdo con los criterios de Willie & Mah (2004), se ha incluido la siguiente tabla en la que se resumen algunos valores típicos del ángulo de rozamiento interno residual entre discontinuidades:

Willie & Mah “Rock slope engineering civil and mining” 4th edition (2004)	
Tipo de roca	Ángulo de rozamiento residual (°)
esquistos, pizarras y margas	20 - 27
areniscas, limolitas, cretas y gneises	27 - 34
basaltos, granitos, calizas y conglomerados	34 - 40

Con criterio conservador, y teniendo en cuenta los valores de la tabla anterior, se ha tomado un ángulo de rozamiento interno de 34°.

A continuación se ha incluido un esquema de un bloque situado en la clave del túnel junto con el patrón de bulonado.

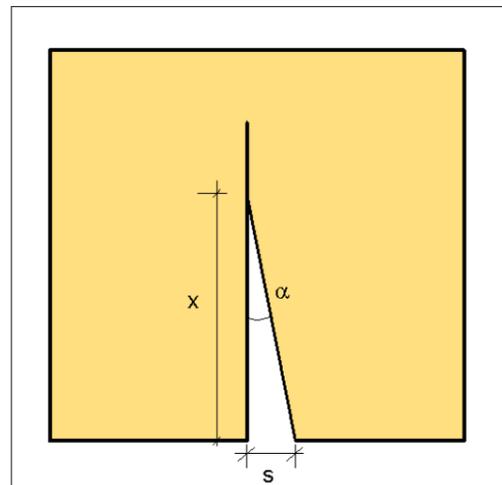


carga mínima rotura bulones	carga mínima rotura placas	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	longitud bulón (m)	dimensiones placa (mmxmm)	diámetro de barreno (mm)	patrón de bulonado
20 t	10 t	2,6	6	200x200	45 a 51	1m (T) x 2m (L)

Suponiendo que en el perfil de excavación, la separación  $s$  entre los bordes de las discontinuidades, es menor de 10mm, y considerando un ángulo mínimo entre los bordes de la junta de 0,3°, entonces la longitud de la discontinuidad  $x$  necesaria para que ambas superficies se encuentren en contacto es:

$$x = \frac{s}{\text{tg} \alpha} = \frac{10 \text{ mm}}{\text{tg}(0,3^\circ)} = 1.910 \text{ mm}$$

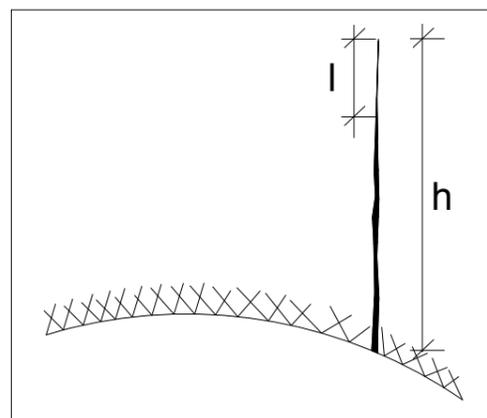
En el esquema siguiente se han representado las magnitudes anteriores:



Lo que significa que se puede contar con la colaboración de una longitud *l* de contacto:

$$l = h - x = 5m - 1,91m = 3,09m$$

En el esquema siguiente se ha representado el detalle de una discontinuidad vertical de altura *h*, con el tramo superior de longitud *l*, en el que el contacto entre ambas caras es suficiente como para que se desarrollen tensiones tangenciales que se opongan al movimiento relativo de las superficies.



La tensión normal de contacto entre ambas superficies se supone sigue una ley lineal de manera que su máximo valor es:

$$\sigma_{\max} = k \cdot \gamma \cdot l$$

Donde:

- $\gamma$  = densidad del bloque
- $k$  = coeficiente de empuje en las proximidades del túnel (relación tensiones horizontales/verticales) una vez producida la excavación. Se ha estimado igual a 1,0.

Entonces:

$$\sigma_{\max} = 1,0 \cdot 2,6 t/m^3 \cdot 3,09m = 8,0 t/m^2$$

Por lo tanto, la fuerza normal entre las superficies de contacto es:

$$F_n = \frac{\sigma_{\max}}{2} \cdot l \cdot 2 \cdot (a+b) = \frac{8,0 t/m^2}{2} \cdot 3,09m \cdot 2 \cdot (a+b) = 24,7 t/m^2 \cdot (a+b)$$

La fuerza de rozamiento que, en consecuencia, se desarrolla en el contacto de las juntas, es:

$$F_{roz} = F_n \cdot \text{tg} \varphi_{res} = 16,5 t/m^2 \cdot (a+b)$$

Donde:

- $\varphi_{res}$  = ángulo de rozamiento de las discontinuidades en situación residual = 34°

Las hipótesis y los resultados de cálculos anteriores, junto con el coeficiente de seguridad, se han resumido en la siguiente tabla:

caso	a (m)	b (m)	h (m)	V (m <sup>3</sup> )	W (t)	N <sub>b</sub>	F <sub>sost</sub> (t)	F <sub>roz</sub> (t)	FS
I	1	2	5	10	26	1	20,0	49,5	2,7
II	2	1	5	10	26	2	40,0	49,5	3,4
III	2	2	5	20	52	2	40,0	66,0	2,0
IV	1	2	5	10	26	1	20,0	49,5	2,7
V	2	1	5	10	26	2	40,0	49,5	3,4
VI	2	2	5	20	52	3	60,0	66,0	2,4

N<sub>b</sub> = número de bulones intersectados por el bloque

La longitud de anclaje necesaria para que los bulones desarrollen toda su capacidad resistente, se ha estimado a partir de los estudios publicados por Li & Hakansson en (1999) titulados "Performance of the Swellex bolt in hard and soft rocks". En base a estos estudios (publicados en "Rock support and reinforcement practice in mining"), un macizo rocoso con un módulo de deformación de más de 3.000 MPa, tendría una tensión primaria de contacto superior a 2,0 MPa.

En consecuencia, el valor que se obtiene para la longitud mínima de anclaje es:

$$L_{\min \text{ anclaje}} = \frac{Q_{rotura}}{\tau \cdot \pi \cdot \phi} = \frac{200 \text{ kN}}{2.000 \text{ kPa} \cdot \pi \cdot 45 \cdot 10^{-3} \text{ m}} = 0,71m$$

Donde:

- Q<sub>rotura</sub> = carga de rotura mínima del bulón
- $\phi$  = diámetro del barreno

- $\tau$  = tensión primaria de contacto mínima bulón-roca

Con criterio conservador, se ha tomado una longitud de anclaje de 1m, y por tanto, se ha estimado suficiente que la longitud de los bulones sea de 6m.

#### 4.5. Cálculo de estabilidad del frente

Para el cálculo de la estabilidad del frente de excavación, se han seguido las indicaciones propuestas por los profesores del Instituto Geotécnico de la Universidad de Stuttgart: Vermeer, Ruse y Marcher (2002).

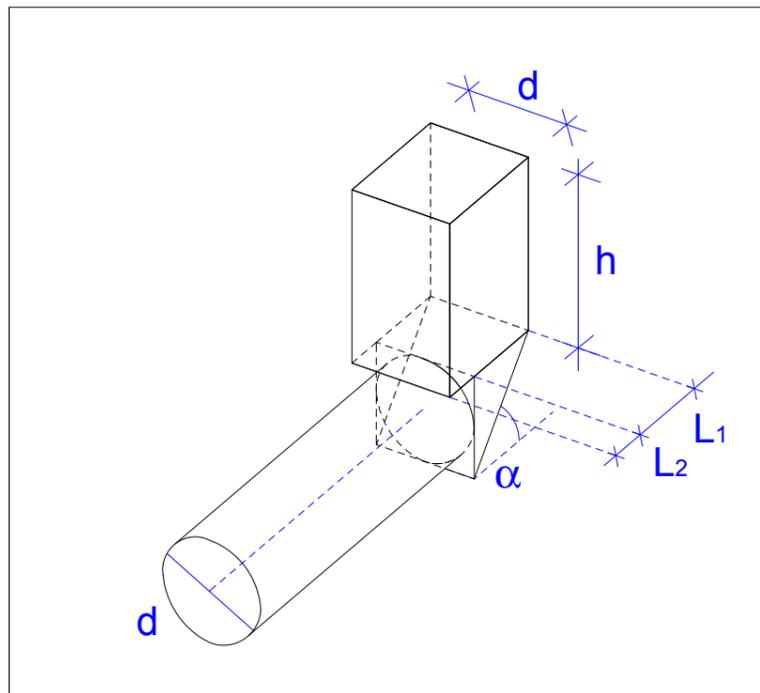
En las líneas siguientes se resume la formulación y las magnitudes geométricas utilizadas:

$$S = d \cdot \left( L_1 + \frac{d}{\text{sen}\alpha} \right) \quad S = d \cdot \left( L_1 + \frac{d}{\text{sen}\alpha} + \frac{h}{10} \right) \quad L_1 = \frac{d}{\text{tg}\alpha}$$

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2} \quad W = \gamma \left[ h \cdot d \cdot (L_1 + L_2) + \frac{L_1 \cdot d^2}{2} \right]$$

$$F_h = \gamma \cdot H \cdot d \cdot L_1 \cdot k_o$$

$$FS = \frac{c \cdot S + \text{tg}\phi \cdot (W \cdot \cos\alpha + F_h)}{W \cdot \text{sen}\alpha}$$

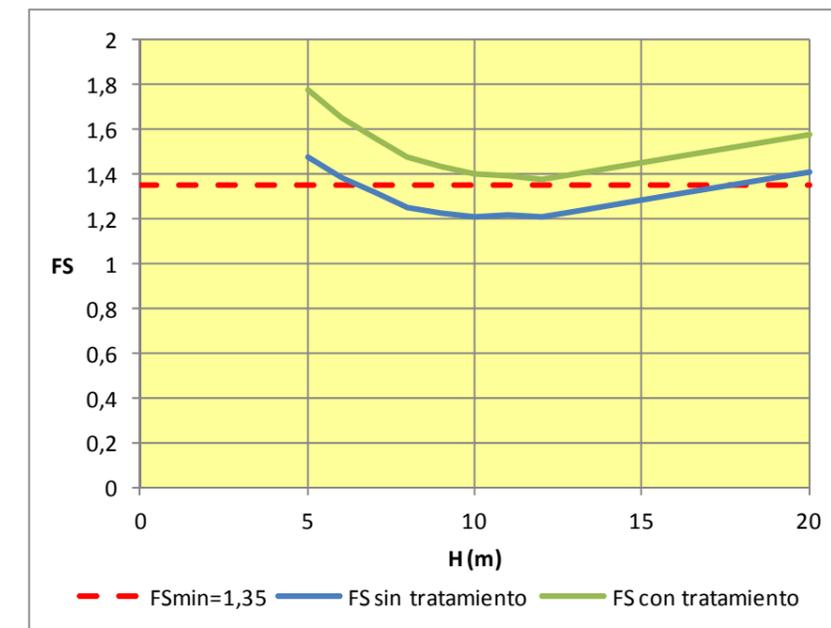


Se ha supuesto un diámetro que resulta de obtener la media geométrica de las dimensiones principales de la sección en avance.

En la tabla siguiente se han resumido los parámetros utilizados en los cálculos:

d (m)	H (m) recubrimiento	h (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	ko	$\alpha$ (°)	L <sub>1</sub> (m)	L <sub>2</sub> (m)
8,1	5	5	18	50	32	0,40	61	4,5	1
8,1	6	6	18	50	32	0,40	61	4,5	1
8,1	7	7	18	50	32	0,40	61	4,5	1
8,1	8	8	18	50	32	0,40	61	4,5	1
8,1	9	9	18	50	32	0,45	61	4,5	1
8,1	10	10	18	50	32	0,50	61	4,5	1
8,1	11	11	18	50	32	0,60	61	4,5	1
8,1	12	12	18	50	32	0,65	61	4,5	1
8,1	13	12	18	50	32	0,65	61	4,5	1
8,1	14	12	18	50	32	0,65	61	4,5	1
8,1	15	12	18	50	32	0,65	61	4,5	1
8,1	16	12	18	50	32	0,65	61	4,5	1
8,1	17	12	18	50	32	0,65	61	4,5	1
8,1	18	12	18	50	32	0,65	61	4,5	1
8,1	19	12	18	50	32	0,65	61	4,5	1
8,1	20	12	18	50	32	0,65	61	4,5	1

En la gráfica siguiente se han representado los coeficientes de seguridad obtenidos para la situación de frente sin tratar, y con un tratamiento con bulones de fibra de vidrio inyectados con lechada:



La mejora que supone el tratamiento, se ha modelizado como un incremento del 30% en la cohesión del terreno.

Además de lo anterior, se debe comprobar que la tensión vertical debida al peso propio del frente de excavación, es inferior a la resistencia a compresión simple del terreno:

$$FS = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \cdot \frac{1}{\gamma \cdot h_{frente}}$$

De esta manera, para un terreno sin tratar, se obtendría un factor de seguridad de 1,8 y para un terreno tratado, se obtendría un coeficiente de 2,4.

#### 4.6. Corredores acceso a estaciones

##### 4.6.1. Datos iniciales

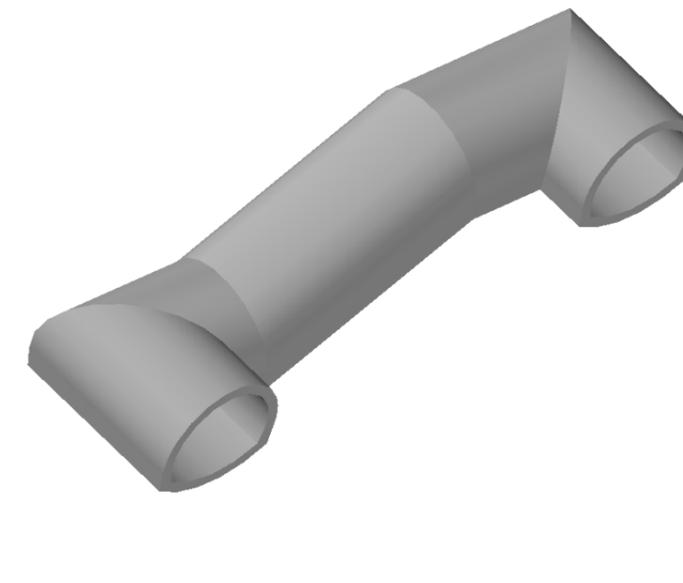
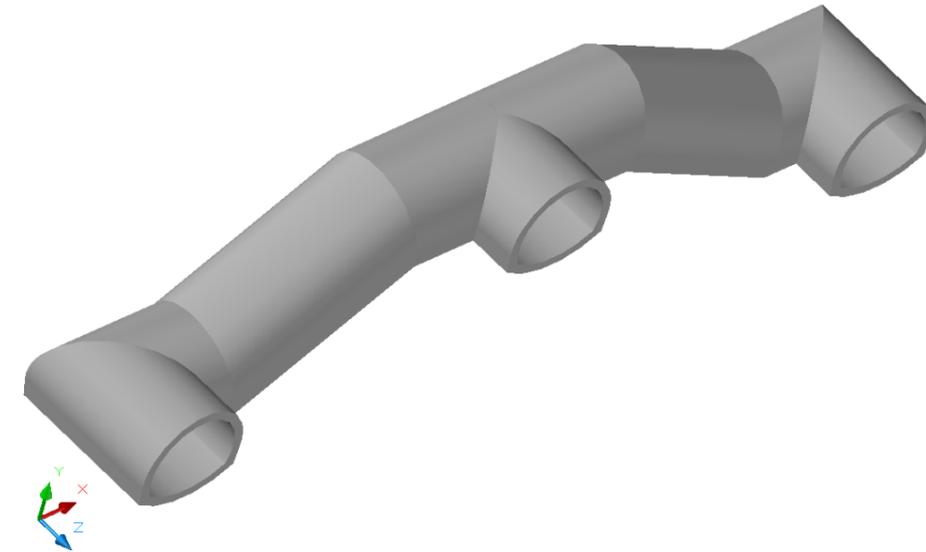
En la tabla siguiente se han resumido algunas de las magnitudes incluidas en este cálculo:

Recubrimiento sobre clave (m)	Litologías afectadas	Procedimiento constructivo
20	Cangahua limo-arcillosa	Sección completa

Corte geotécnico del terreno	
prof. (m)	litología
0,0 a 47	Cangahua limo-arcillosa
>47	Cangahua no alterada

Litología	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)	E (MPa)	$\nu$	$k_0$
Cangahua limo-arcillosa	18	50	32	65	0,30	0,40
Cangahua no alterada	18	50	37	270	0,28	0,65

En las imágenes siguientes, se ha representado una perspectiva isométrica de los corredores:

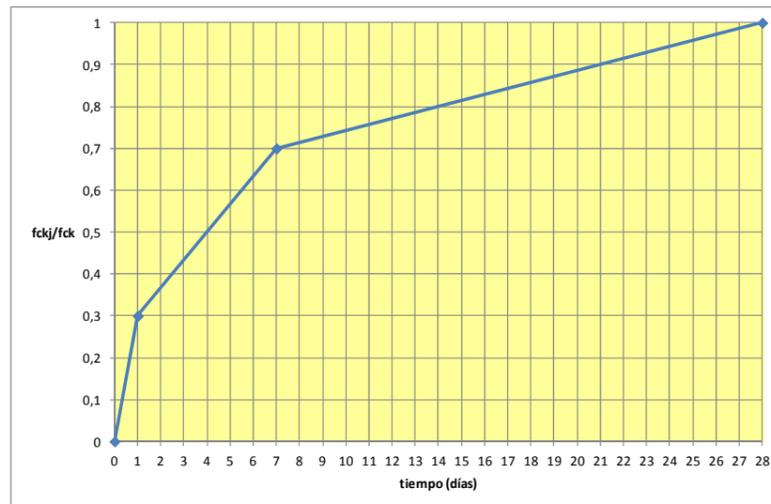


##### 4.6.2. Modelización del sostenimiento

En la siguiente tabla se han resumido las características principales del sostenimiento considerado para el estudio de estabilidad de esta sección:

espesor (cm)	$f_{ck}$ del hormigón proyectado (MPa)	cerchas
30	35	HEB-180 cada 1ml

En la gráfica siguiente se ha representado la curva de endurecimiento considerada para el hormigón proyectado teniendo en cuenta la adición de un acelerante de fraguado:



Se ha estimado que la resistencia a compresión del hormigón proyectado a 24 horas de su puesta en obra, es un 30% de la resistencia nominal.

Características del sostenimiento consideradas en el cálculo:

Donde:

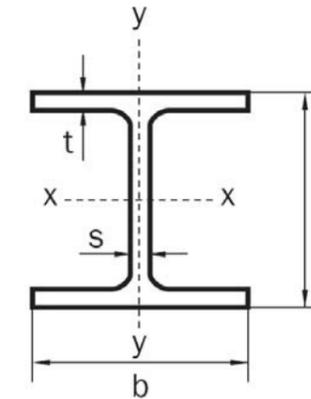
- h es el espesor

tipo	h (m)	f <sub>cd</sub> (MPa)	f <sub>ctd</sub> (MPa)	E <sub>cm</sub> (MPa)	A (m <sup>2</sup> /ml)	I (m <sup>4</sup> /ml)	FS
Hormigón proyectado a 24 horas	0,30	26,900	1,728	22.480	0,25	0,0023	1,3
Hormigón proyectado a 28 días	0,30	8,077	0,775	29.779	0,25	0,0023	1,3

- del sostenimiento
- f<sub>cd</sub> es la resistencia de cálculo a compresión del sostenimiento
- f<sub>ctd</sub> es la resistencia a tracción del sostenimiento
- E<sub>cm</sub> es el módulo de deformación secante del sostenimiento
- A es el área de la sección transversal del sostenimiento
- I es el momento de inercia a flexión de la sección del sostenimiento

- FS es el coeficiente de seguridad parcial que minorará aún más las resistencias del sostenimiento (se ha tomado un coeficiente de minoración para las resistencias características igual a 1,3)

Además del hormigón proyectado, el sostenimiento se ha diseñado incorporando cerchas de acero HEB-180 espaciadas 1m, con las siguientes características:

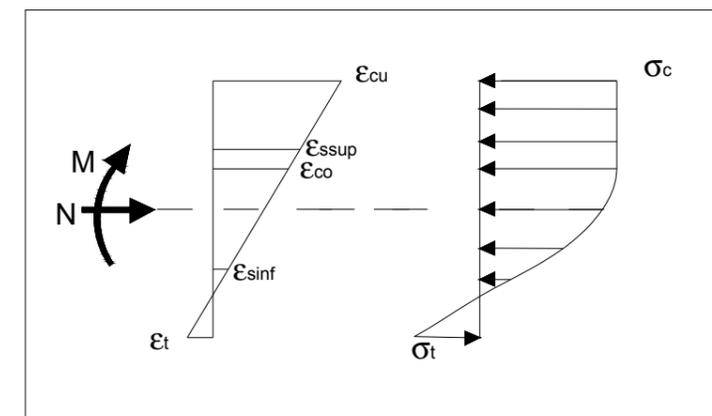


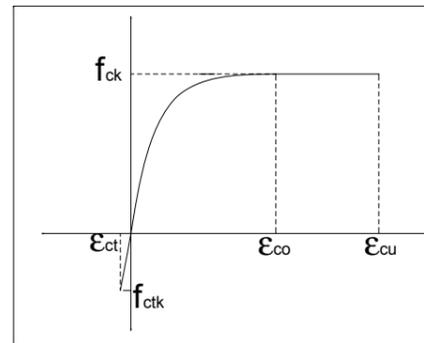
En la tabla siguiente se han resumido las características principales de estos elementos:

f <sub>yd</sub> (MPa)	h (mm)	b (mm)	s (mm)	t (mm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Peso (kg/ml)	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )
239	180	180	8,5	14,0	65,3	51,2	3.831

Siendo f<sub>yd</sub> el límite elástico del acero considerado en los cálculos (obtenido a partir de minorar por 1,15 el límite elástico característico del acero)

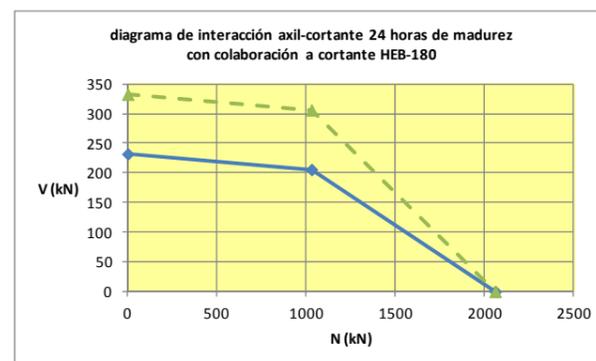
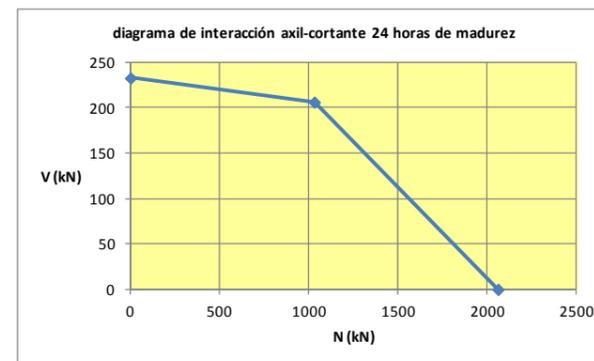
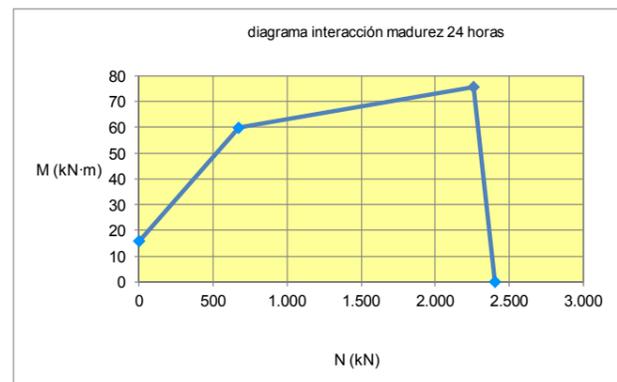
En las figuras siguientes se ha representado el diagrama de tensiones utilizado en la modelización del sostenimiento a flexión compuesta para el caso de mayor flector:





Donde  $\epsilon_{cu}=3,5 \cdot 10^{-3}$ , y  $\epsilon_{co}=2,0 \cdot 10^{-3}$

A continuación se han representado los diagramas de interacción axil-flector y axil-cortante para suponiendo que se trata de un hormigón proyectado con una madurez de 24 horas:



En la determinación de la colaboración a cortante de las cerchas, se ha considerado una distribución parabólica de tensiones a lo largo del área reducida de cortante, con una tensión tangencial máxima igual a:

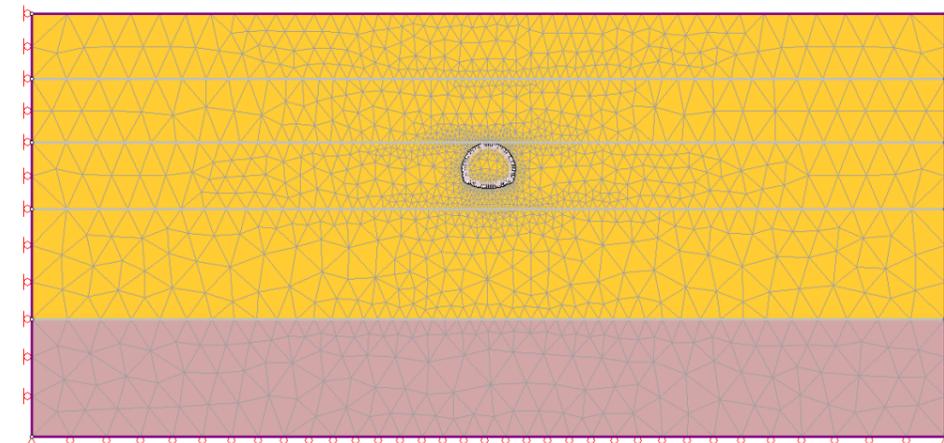
$$\tau = \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

Esta expresión es un resultado particular de plantear el criterio general de rotura en función de la energía de distorsión propuesto por Von Mises. Aplicando ese criterio, dos estados

tensionales (en materiales dúctiles), serían equivalentes si produjesen la misma energía de distorsión. En consecuencia, se puede plantear un estado de compresión simple equivalente a otro de cortante puro, siempre que la energía de distorsión sea igual, y en ese caso, las tensiones serían equivalentes.

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_x - \sigma_z)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + 6 \cdot (\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2)}{2}}$$

### 4.6.3. Modelo de cálculo



4.6.4. Fases de cálculo

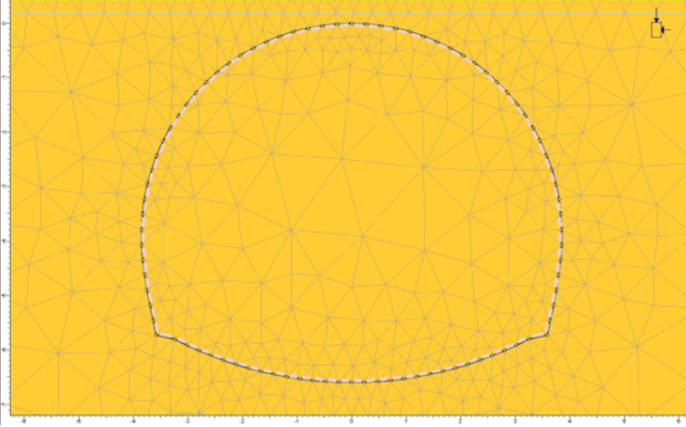
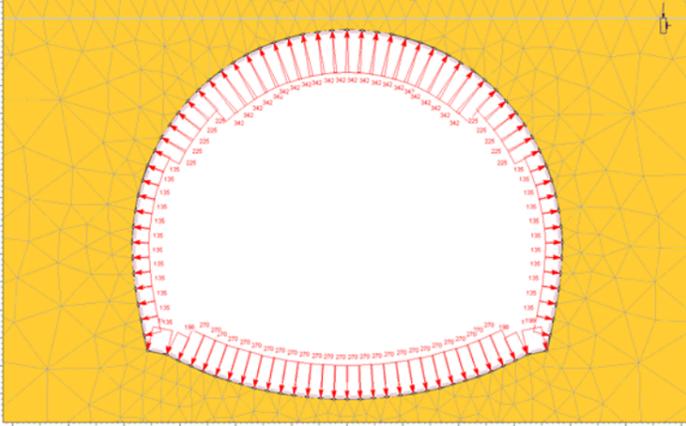
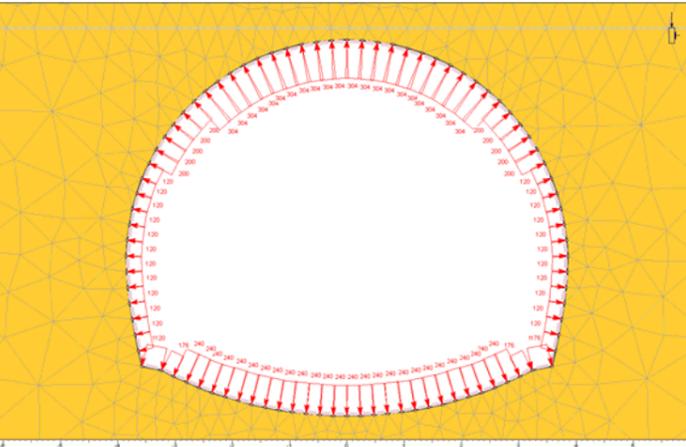
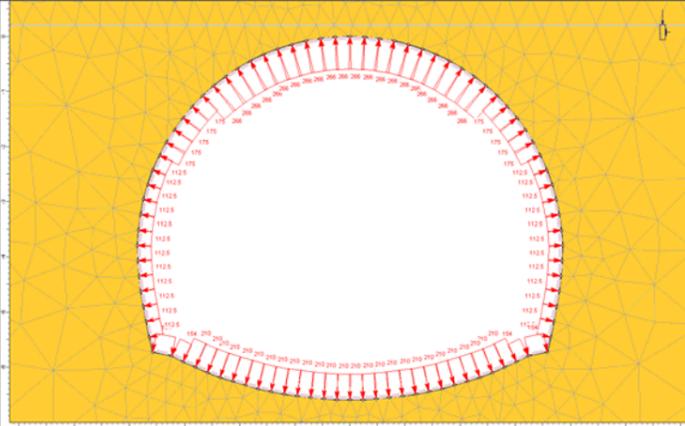
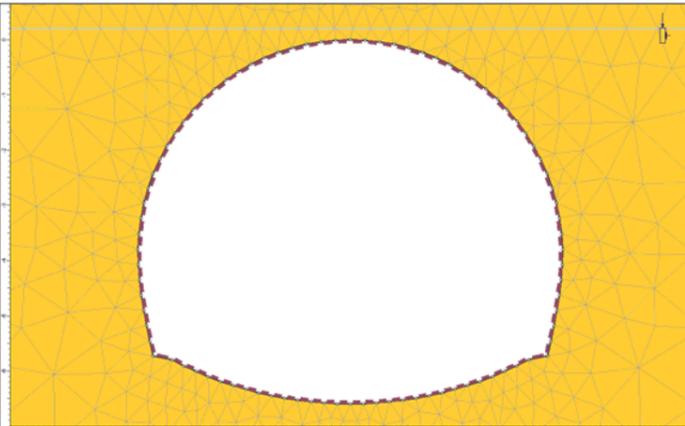
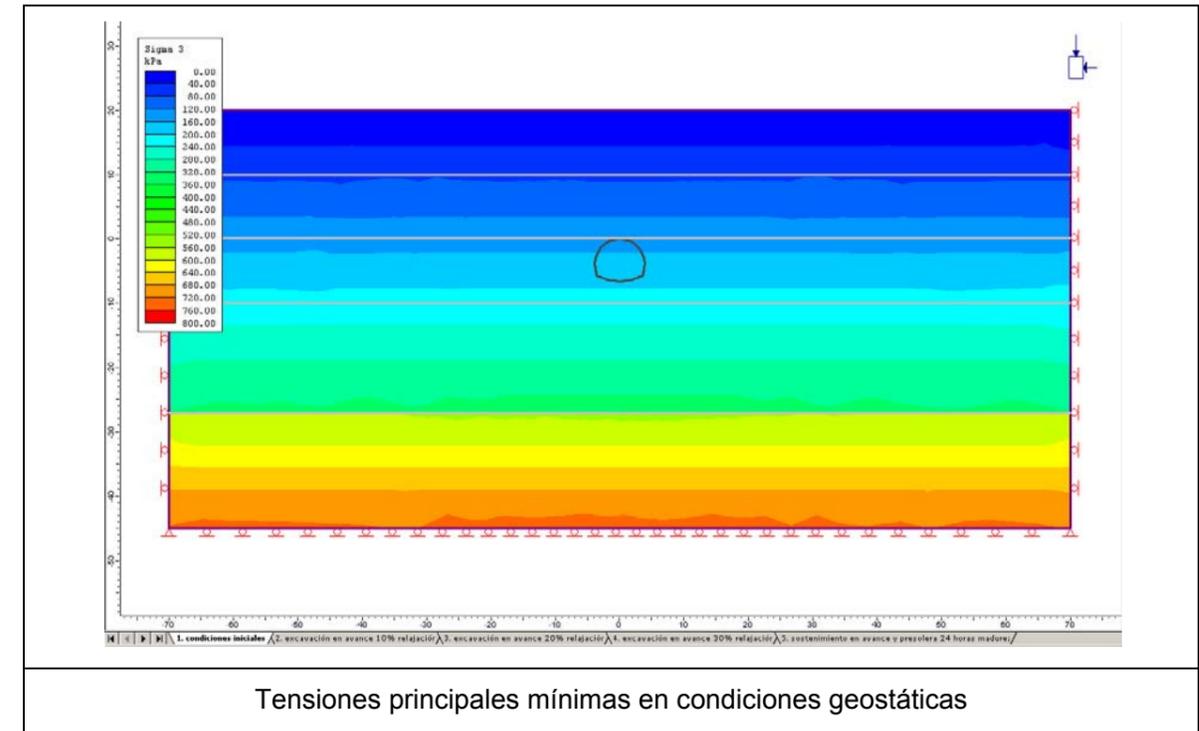
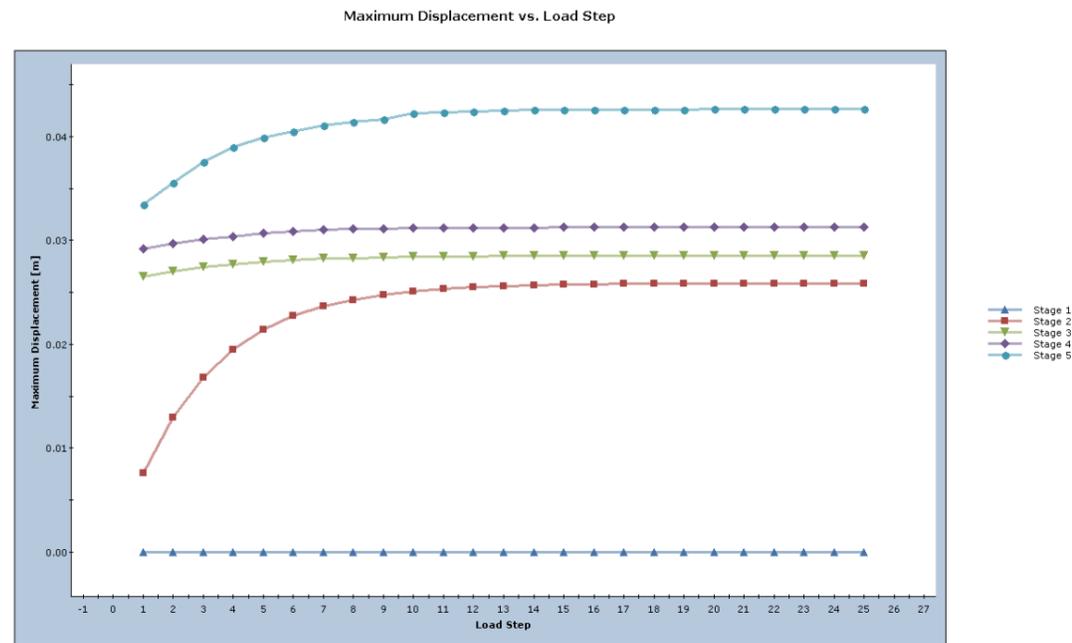
Imagen	Descripción
	<p>Condiciones geostáticas iniciales. Al final del cálculo de esta fase, se anulan todos los desplazamientos del modelo.</p>
	<p>Excavación con una relajación de las tensiones naturales del terreno igual al 10%</p>
	<p>Excavación con una relajación de las tensiones naturales del terreno igual al 20%</p>

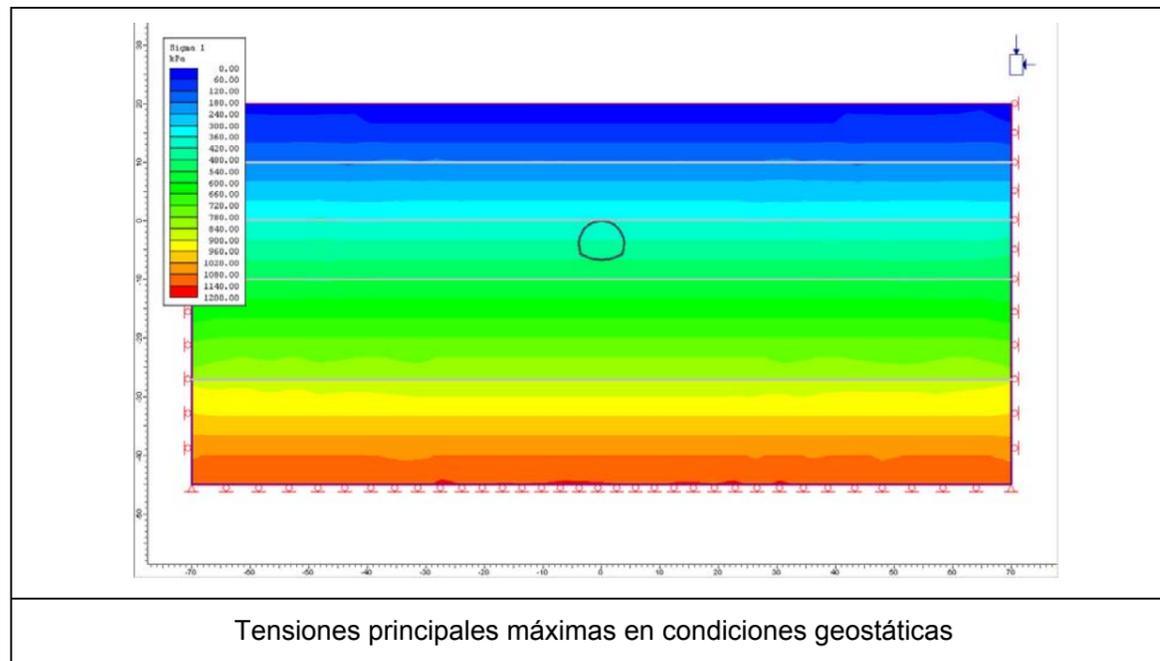
Imagen	Descripción
	<p>Excavación con una relajación de las tensiones naturales del terreno igual al 30%</p>
	<p>Colocación del sostenimiento. Madurez del hormigón equivalente a 24 horas desde su colocación (un 30% de la resistencia de cálculo a 28 días)</p>

### 4.6.5. Curvas carga-desplazamiento

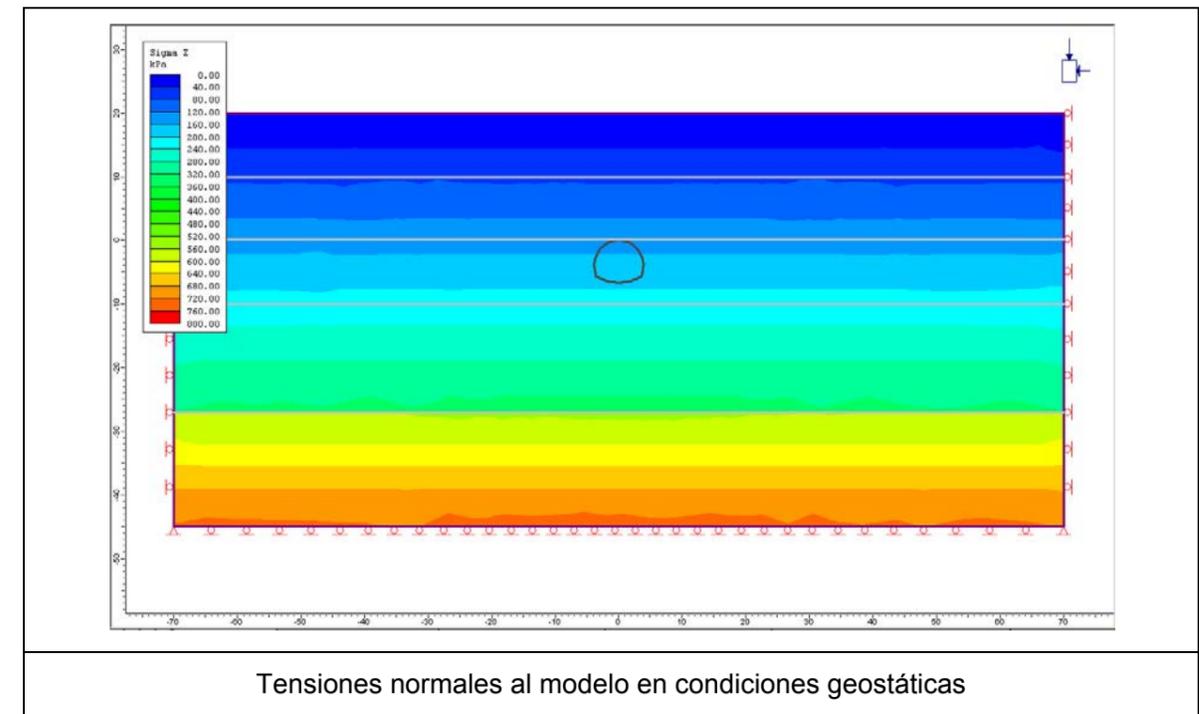


Tensiones principales mínimas en condiciones geostáticas

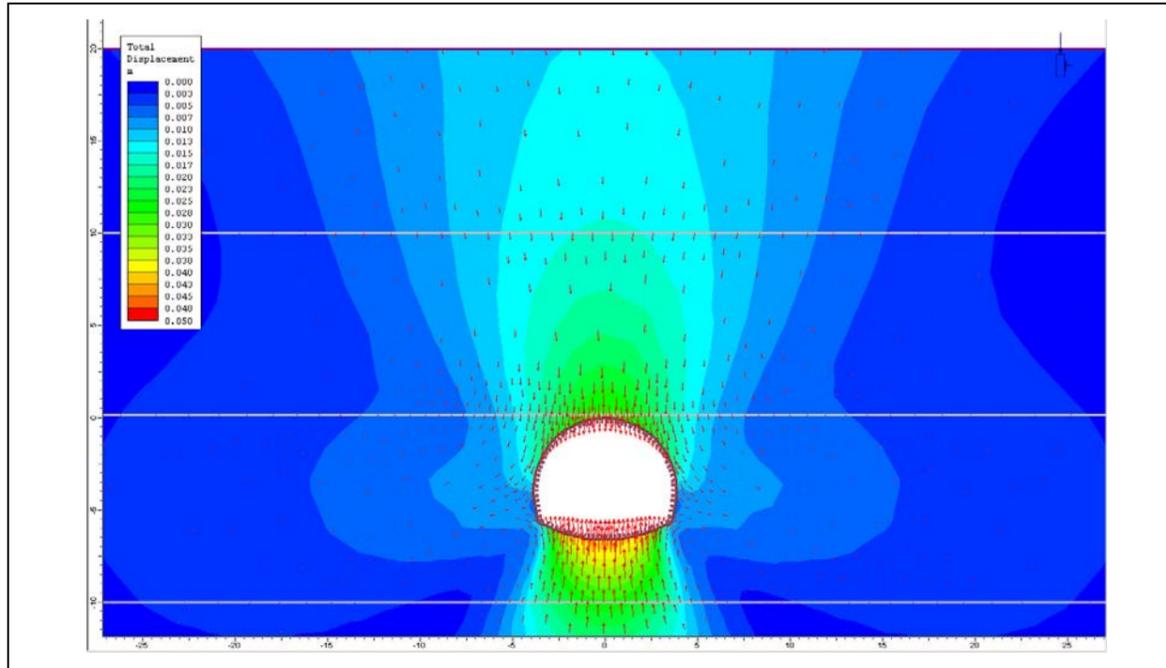
### 4.6.6. Salidas gráficas



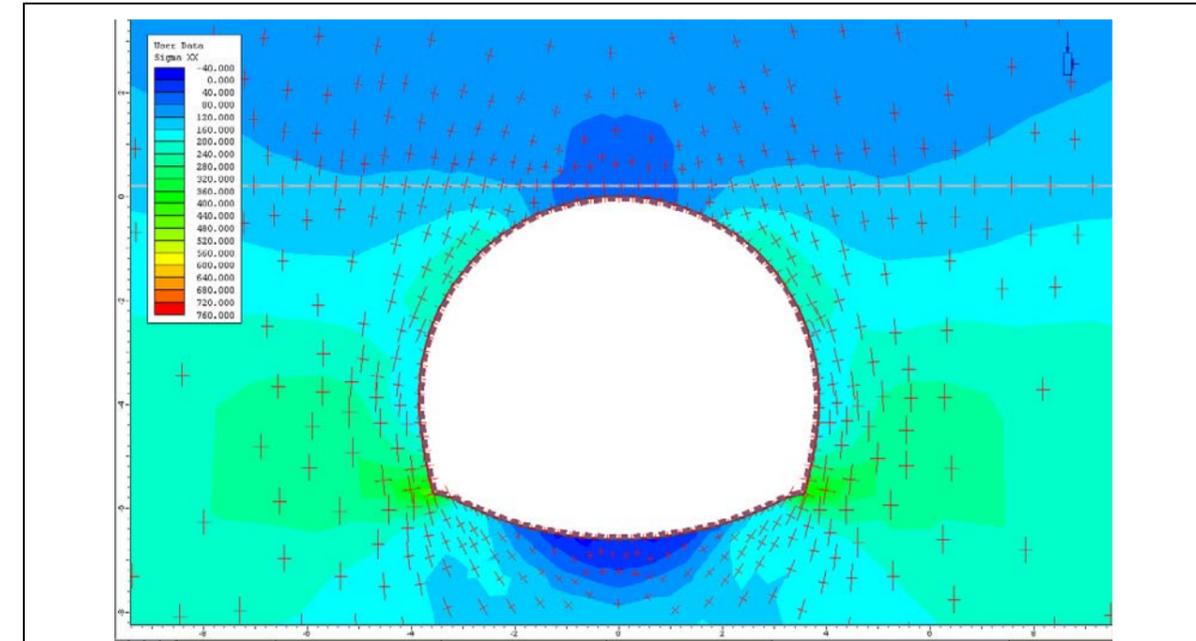
Tensiones principales máximas en condiciones geostáticas



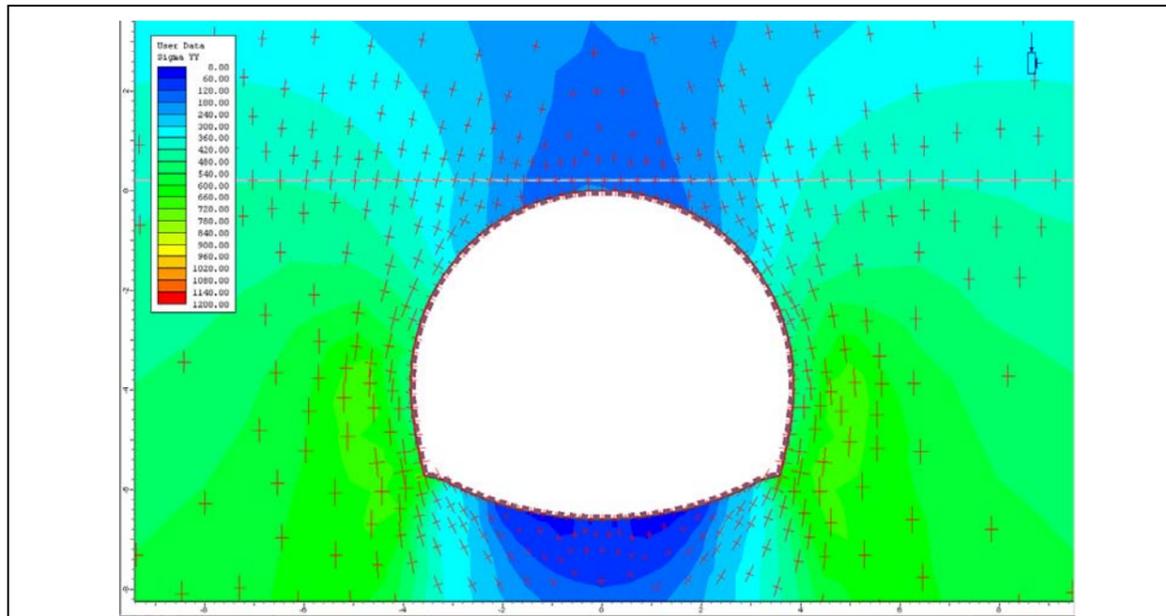
Tensiones normales al modelo en condiciones geostáticas



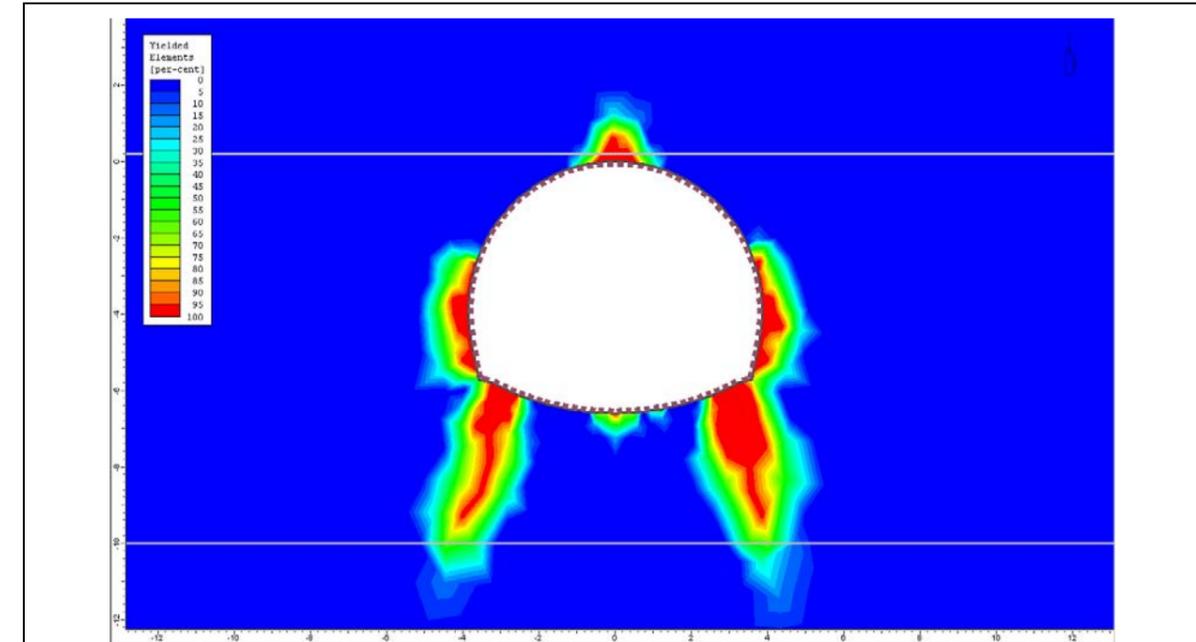
Desplazamientos totales al final del cálculo



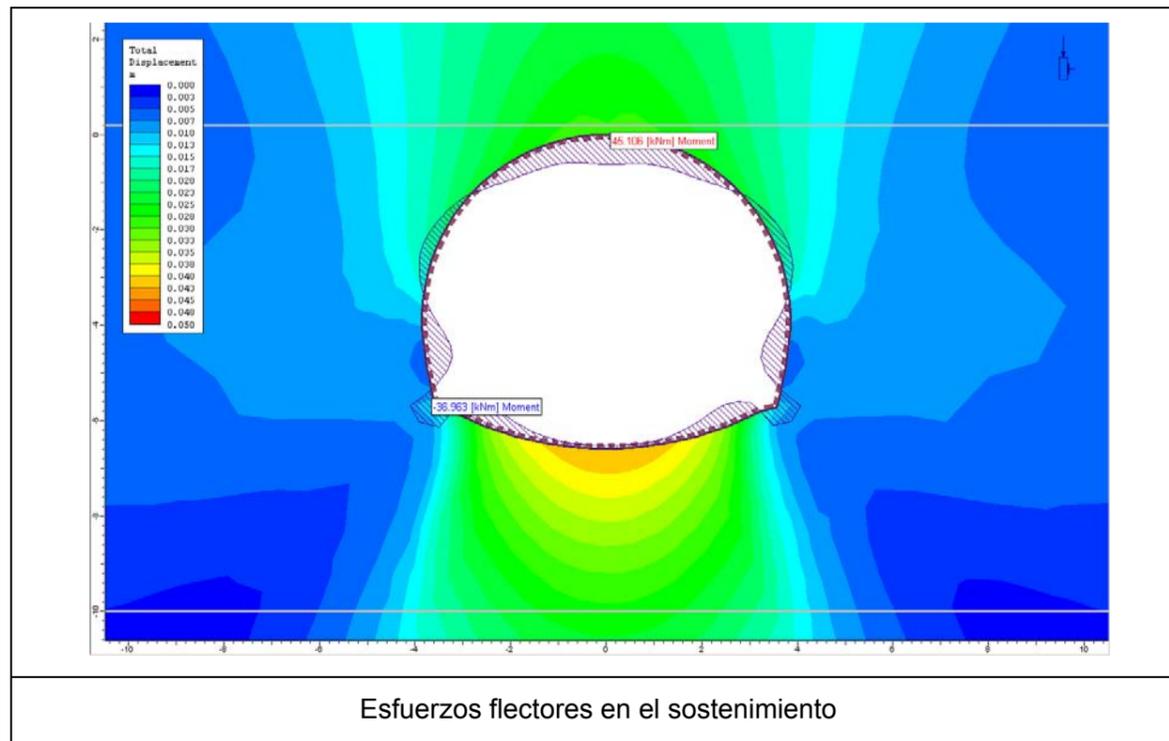
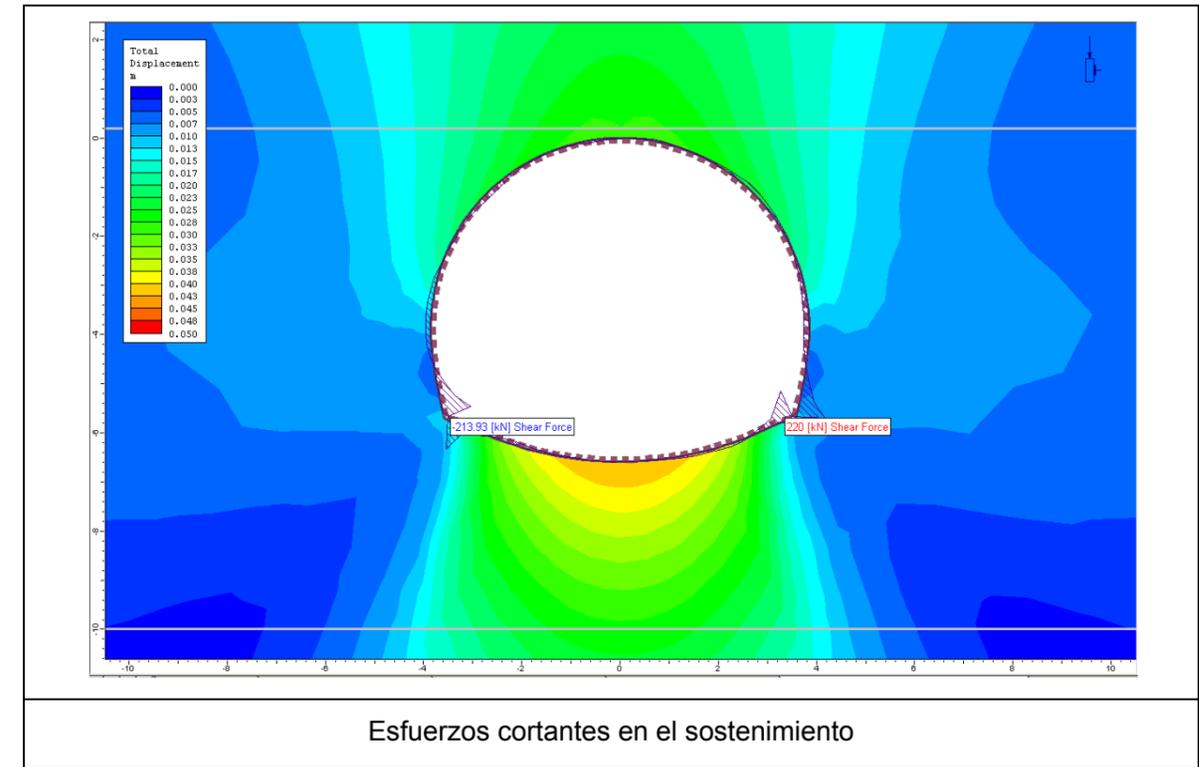
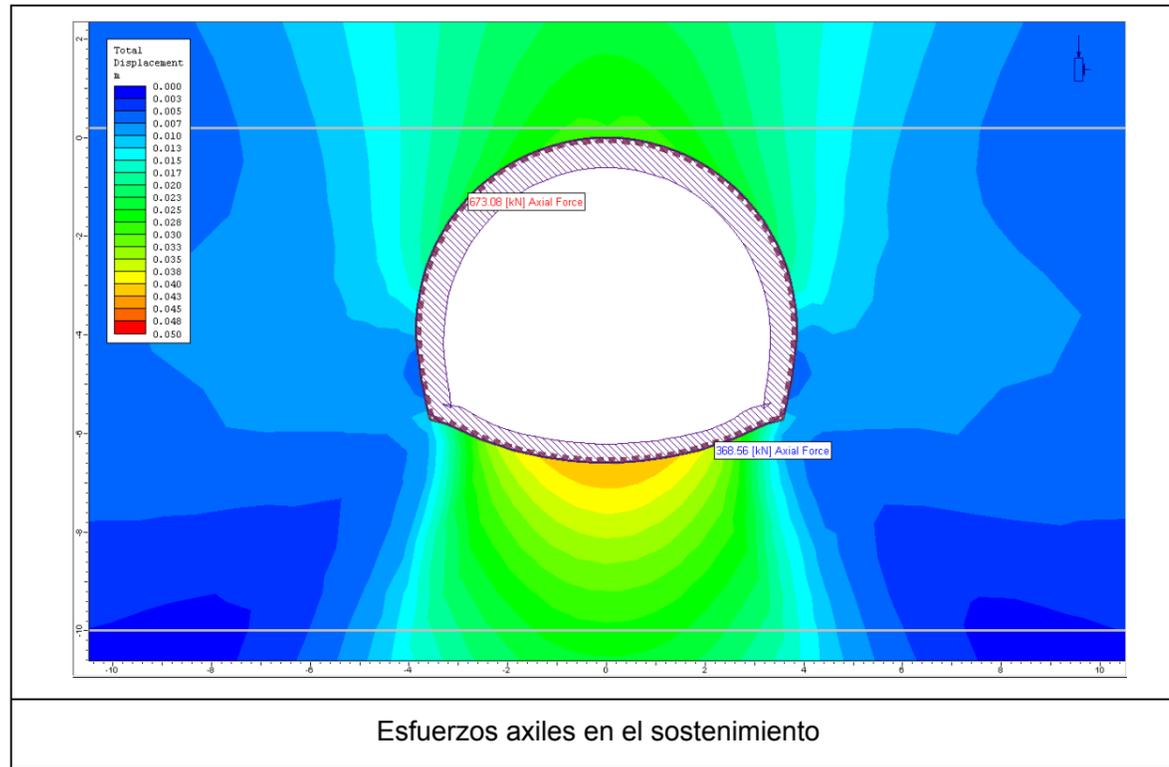
Tensiones horizontales en la fase final del cálculo



Tensiones verticales en la fase final del cálculo

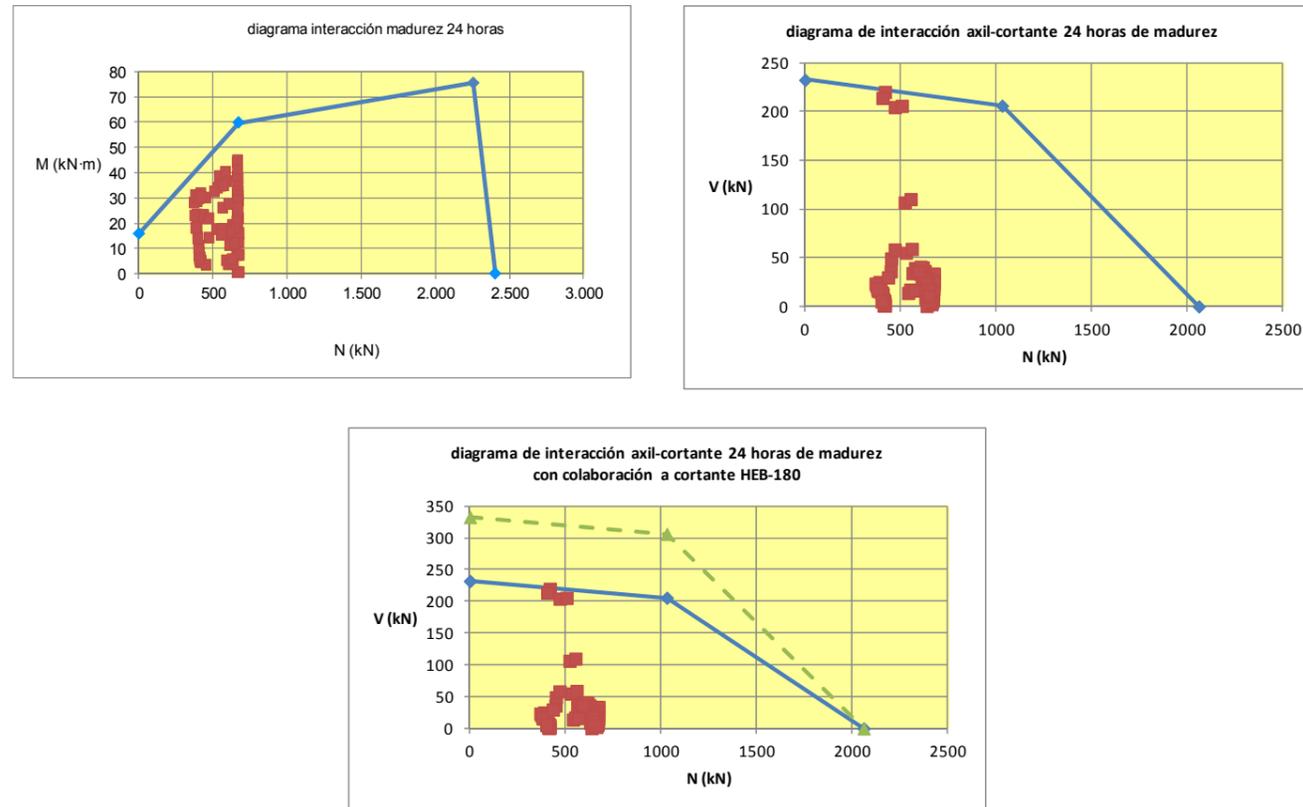


Plastificación del terreno.



#### 4.6.7. Comprobación del sostenimiento

En los gráficos siguientes, se ha representado los esfuerzos en la bóveda, hastiales y contrabóveda del sostenimiento en relación con los diagramas de interacción considerados, teniendo en cuenta las hipótesis anteriormente mencionadas.



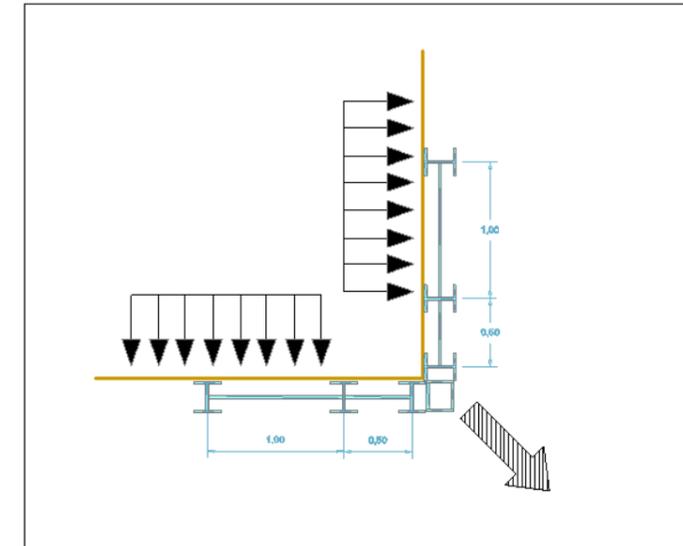
Los máximos esfuerzos de cortante, se localizan de forma puntual en la unión hastial-contrabóveda.

#### 4.6.8. Resumen de las características del cálculo

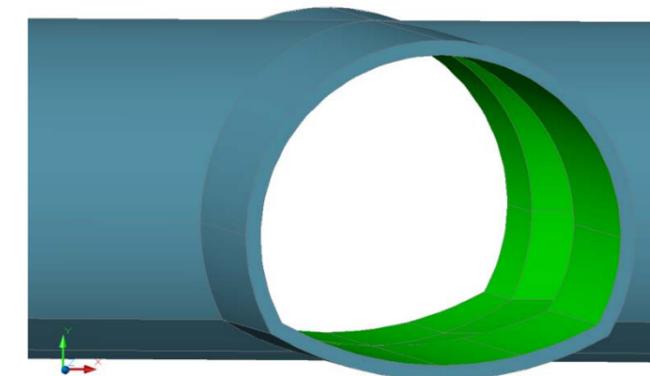
unidades de longitud	unidades de tensiones	método para obtener los desplazamientos	tipo de elementos
metros	kPa	eliminación gaussiana	triangulares de 3 nodos
nº de escalones de carga por cada fase de cálculo	nº máximo de iteraciones por cada escalón de carga	criterio de convergencia	tolerancia
25	500	energía específica	0,001

#### 4.6.9. Zonas de concentración de tensiones

En la figura siguiente se ha representado en planta una esquina de un encuentro entre dos galerías con alineaciones ortogonales. Se puede observar la dirección resultante de las tensiones del terreno, junto con la disposición de cerchas y tresillones.



En la imagen siguiente se ha representado una perspectiva isométrica de un cruce genérico de galerías, donde se puede apreciar la forma curva de las esquinas que se originan:



En este tipo de esquinas, la fuerza horizontal sobre el sostenimiento, se ha estimado de la siguiente manera:

$$F = \sqrt{2} \cdot \gamma \cdot H \cdot (1 - \lambda) \cdot h \cdot 1ml$$

Donde:

- $\gamma$  es la densidad del terreno = 18 kN/m<sup>2</sup>
- H es el recubrimiento medio de la sección = 20m

- $\lambda$  es la relajación estimada del terreno=30%
- $h$  es la altura de la sección=6,5m

No se ha tenido en cuenta la teórica reducción de las tensiones horizontales por el efecto del estado natural de tensiones en el terreno, ya que, debido a las deformaciones y relajaciones en el entorno de la sección, el tensor de tensiones se aproxima mejor a un esfera, que a un elipsoide.

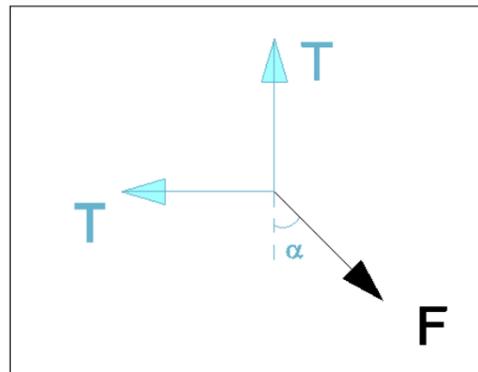
El resultado de la ecuación anterior, es  $F=2.300$  kN

Para evitar el efecto de despegue entre los hastiales ortogonales, se considera apropiado disponer tresillones  $\phi 25$  de acero con un espaciamiento tal que proporcione un nivel de seguridad razonable.

$$A_{\phi 25} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 4,91 \text{ cm}^2 \quad ; \quad T_{\text{tresillon}} = f_{yd} \cdot A_{\phi 25}$$

Suponiendo una tensión de cálculo para el tresillón de 400 MPa, se obtiene una fuerza unitaria de tracción para cada tresillón igual a 196 kN

En el croquis siguiente se ha representado la fuerza de desequilibrio adicional en la esquina, junto con las fuerzas de tracción desarrolladas por los tresillones:



El equilibrio de ese nudo, implica:

$$T = F \cdot \text{sen } \alpha$$

El ángulo alfa, tiene un valor de  $45^\circ$ , por lo que la fuerza T es igual a:

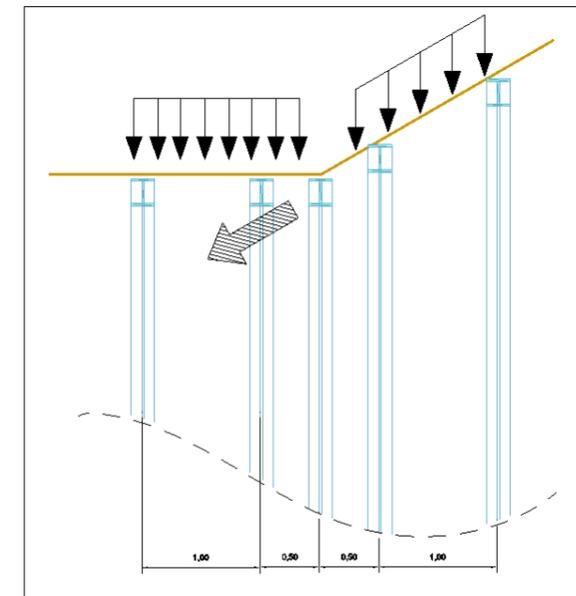
$$T = 0,707 \cdot F = 1.626 \text{ kN}$$

En consecuencia, el espaciamiento medido en dirección vertical de los tresillones, debería ser:

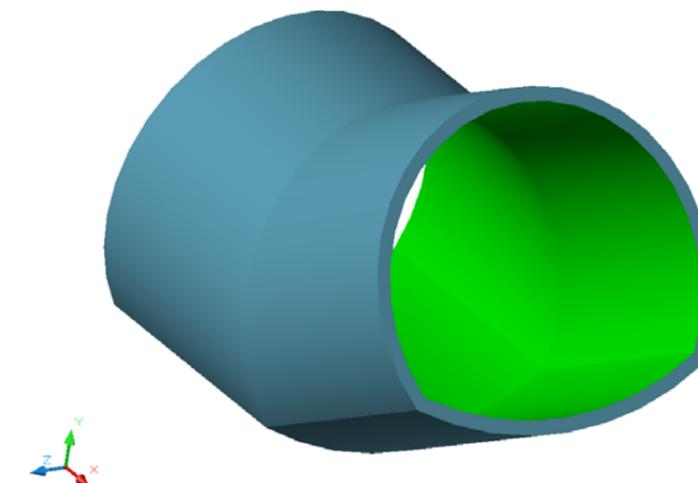
$$e = \frac{h}{T / T_{\text{tresillon}}} = 0,78 \text{ m}$$

Por lo tanto, considerando un coeficiente de seguridad de 1,3, se recomienda un espaciamiento vertical entre los tresillones de 0,60m en este tipo de esquinas.

En la figura siguiente se ha representado un corte del perfil correspondiente a una esquina de una galería en la que se produce un cambio brusco en la alineación del eje. Se puede observar que el incremento de tensiones en ese punto tiene una resultante paralela al eje de la galería ascendente. Además, también se ha representado la disposición de cerchas prevista; los tresillones sin embargo, no se han incluido en la imagen para facilitar la comprensión del croquis.



En la imagen siguiente se ha representado una perspectiva isométrica de un cambio de alineación en una galería:



En este tipo de esquinas, la fuerza adicional sobre el sostenimiento, se ha estimado de la siguiente manera:

$$\Delta F = \gamma \cdot H \cdot (1 - \lambda) \cdot \text{sen} \alpha \cdot 1ml \cdot b$$

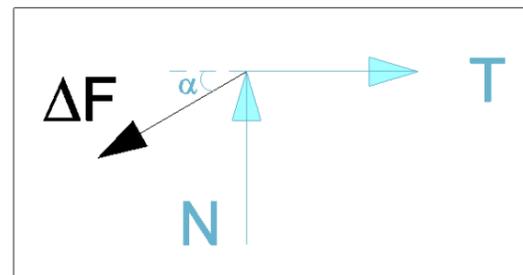
Donde:

- $\gamma$  es la densidad del terreno=18 kN/m<sup>2</sup>
- H es el recubrimiento medio de la sección =20m
- $\lambda$  es la relajación estimada del terreno=30%
- $\alpha$  es el ángulo de cambio en la alineación del eje =30°
- b es el ancho de la sección=8,0m

El resultado de la ecuación anterior, es  $\Delta F=1.008$  kN

Teniendo en cuenta que en estas esquinas también se recomienda un espaciamiento vertical entre tresillones, de 50cm, se considera que el conjunto cerchas-tresillones, resistirá esta resultante de tensiones adicional mediante compresión axil.

En el croquis siguiente se ha representado la fuerza de desequilibrio adicional en esta esquina, junto con la acción de los tresillones a tracción y la cercha a compresión:



Por este motivo, y por la composición de fuerzas que se produciría, el incremento de axil sobre las cerchas en esa esquina sería de:

$$\Delta F_{axil} = \frac{\Delta F}{\text{sen} \alpha} = 2.016 \text{ kN}$$

El axil último que puede resistir una cercha HEB-180 con las características del acero consideradas, sería:

$$N_u = f_{yd} \cdot A$$

Donde:

- $f_{yd}$  es la resistencia de cálculo del acero de las cerchas = 239 MPa
- A es el área de la sección transversal de una cercha =65,3 cm<sup>2</sup>

Luego:  $N_u=1.561$  kN

Entonces el espaciamiento horizontal de las cerchas en la esquina mencionada sería:

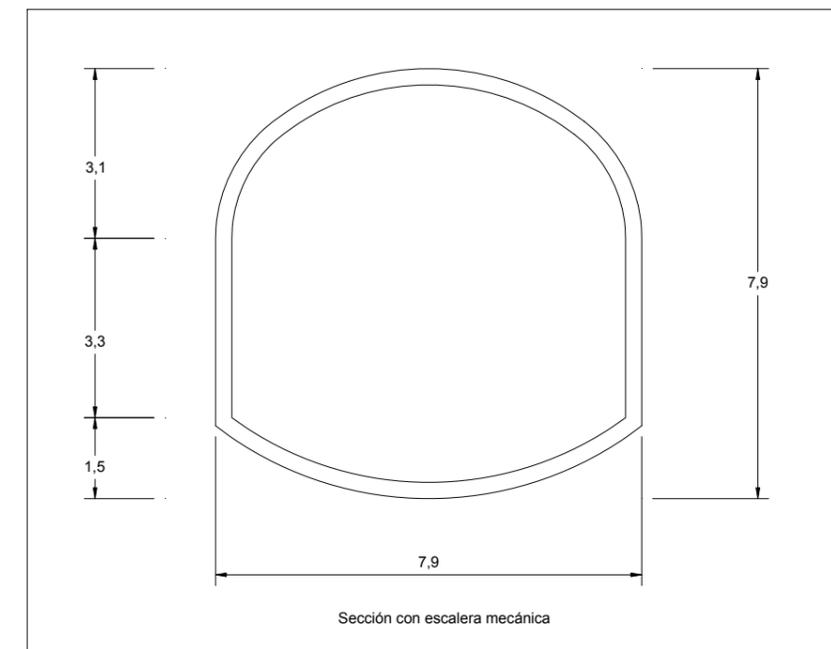
$$e = \frac{N_u}{\Delta F} \cdot 1ml = 0,77m.$$

Teniendo en cuenta la colaboración por rozamiento longitudinal del sostenimiento de hormigón proyectado, la tensión necesaria que deberían aportar los tresillones, puede ser muy reducida o incluso nula. Sin embargo, con un criterio de prudencia, y con la intención de evitar cualquier fenómeno de pandeo lateral en las cerchas, se considera conveniente recomendar un espaciamiento vertical entre tresillones de 60cm.

Por lo tanto, considerando un coeficiente de seguridad de 1,3, se recomienda, además de mantener el espaciamiento regular de las cerchas correspondiente al sostenimiento general de las galerías, incluir más cerchas, de manera que el espaciamiento global sea de 60cm, con lo que se obtiene el incremento deseado en la capacidad a axil de las cerchas.

#### 4.6.10. Sección modificada

Teniendo en cuenta necesidades de encaje geométrico, se ha modificado el diseño de las secciones transversales durante la fase de redacción del Proyecto. La sección modificada se ha representado en la siguiente figura:



Debido a la orientación de los tramos con escalera mecánica, se produce una reducción efectiva en la altura de la sección medida en sentido vertical. Asimismo, las tensiones sobre el eje mayor de la sección se reducen aproximadamente en un 15%, manteniéndose las horizontales.

Otro aspecto que se ha tenido en cuenta es la reducción en aproximadamente un 15% de la resistencia aportada por las cerchas, por lo que se ha incrementado del lado de la seguridad el espaciamiento en un 25%.

Teniendo en cuenta los aspectos anteriores, el cálculo de cualquiera de las secciones, debe aportar resultados muy similares. En consecuencia, se ha comprobado la estabilidad tenso-deformacional de la primera de las secciones.

Las características principales y los resultados obtenidos, se han incluido a continuación.

En la siguiente tabla se han resumido las características principales del sostenimiento considerado para el estudio de estabilidad:

espesor (cm)	$f_{ck}$ del hormigón proyectado (MPa)	cerchas
30	35	HEB-180 cada 0,75 ml

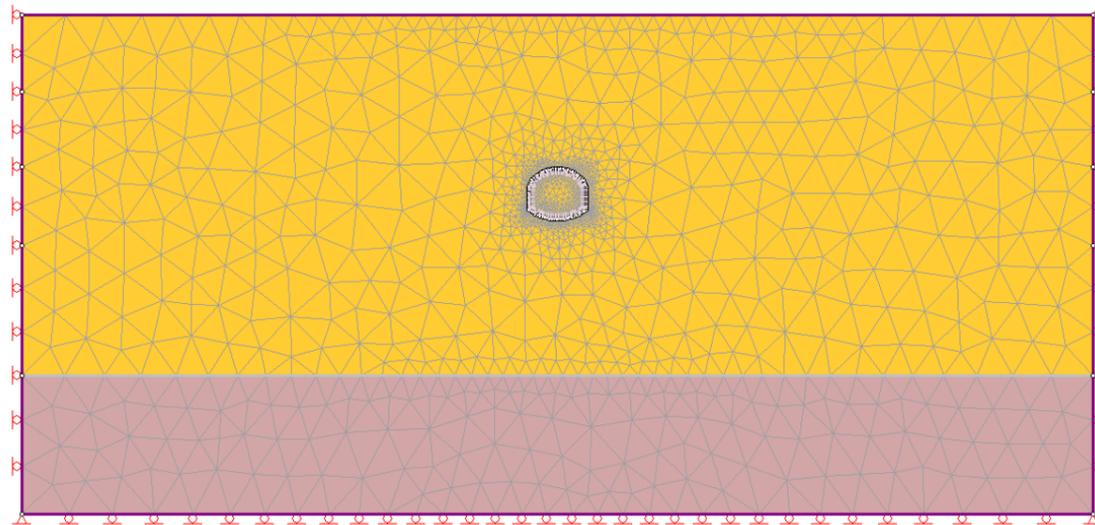
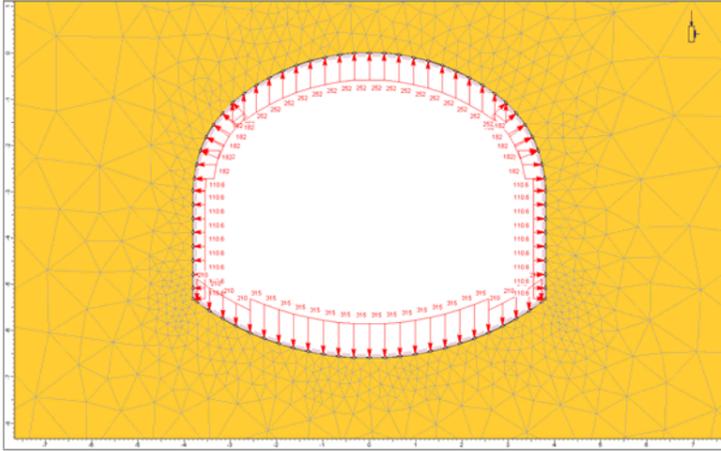
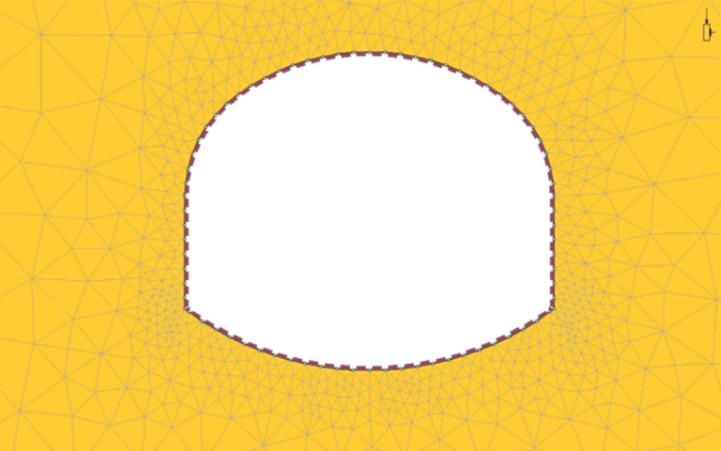
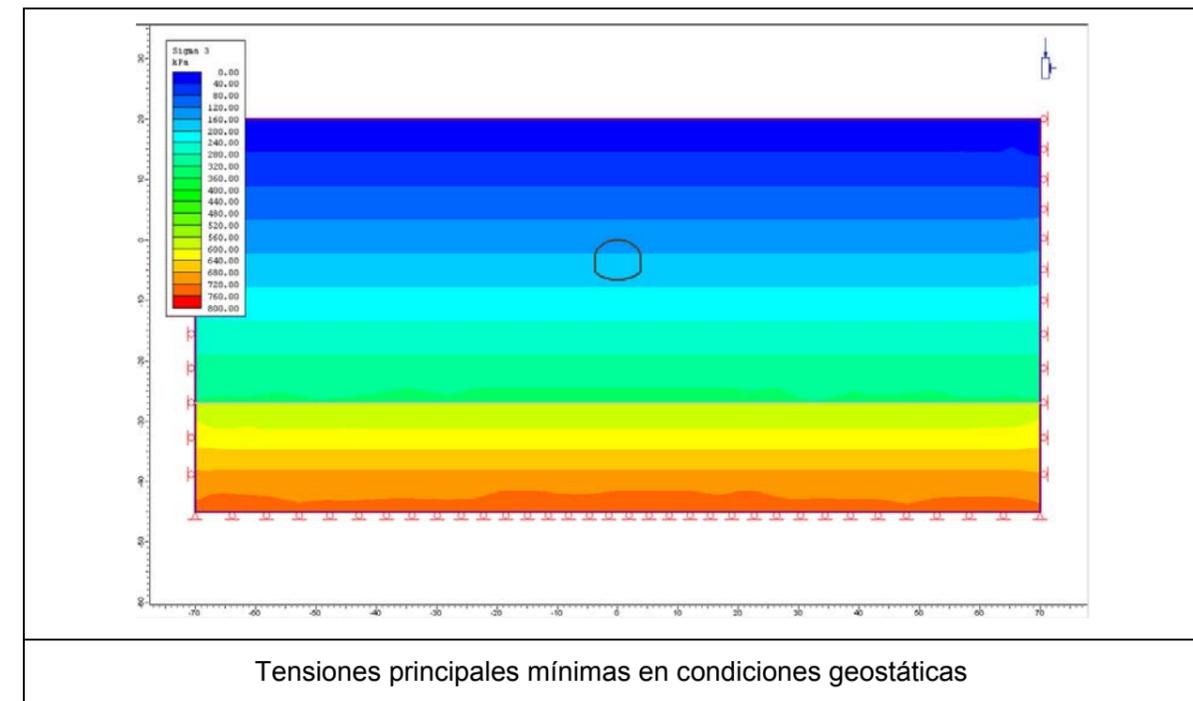
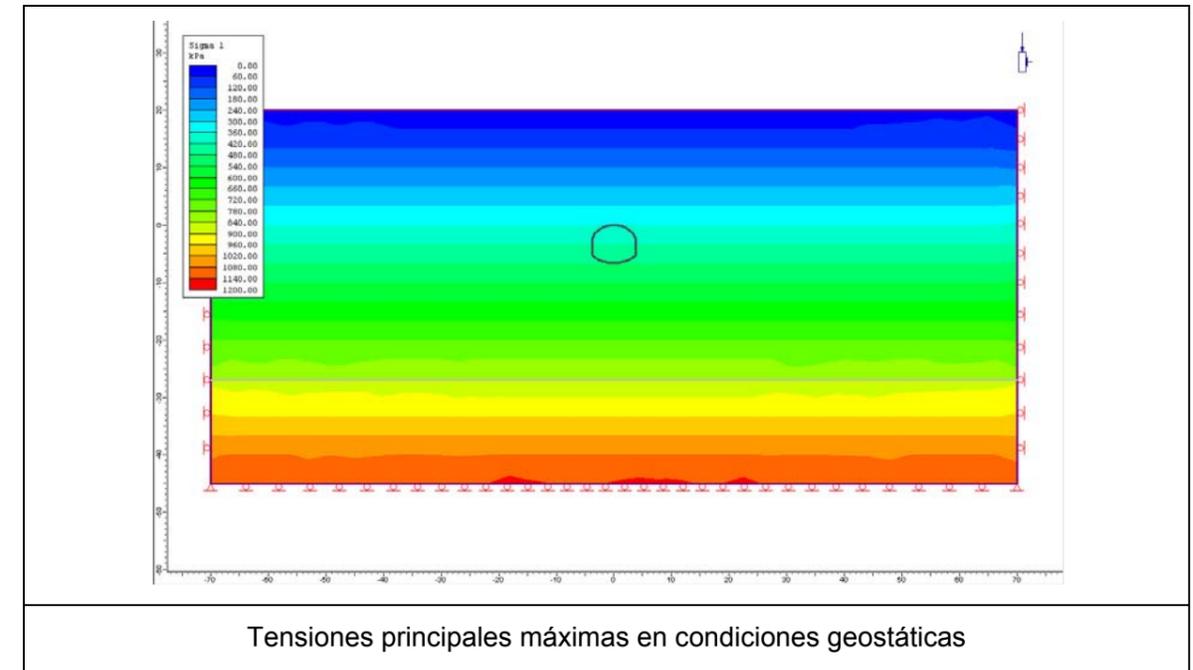
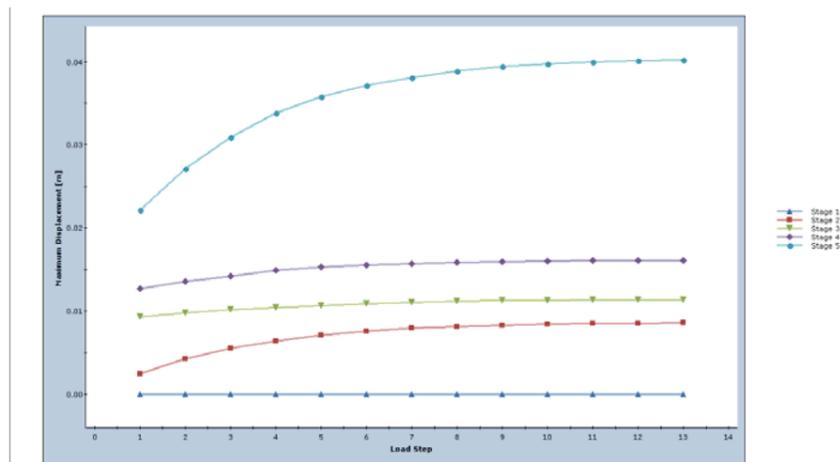


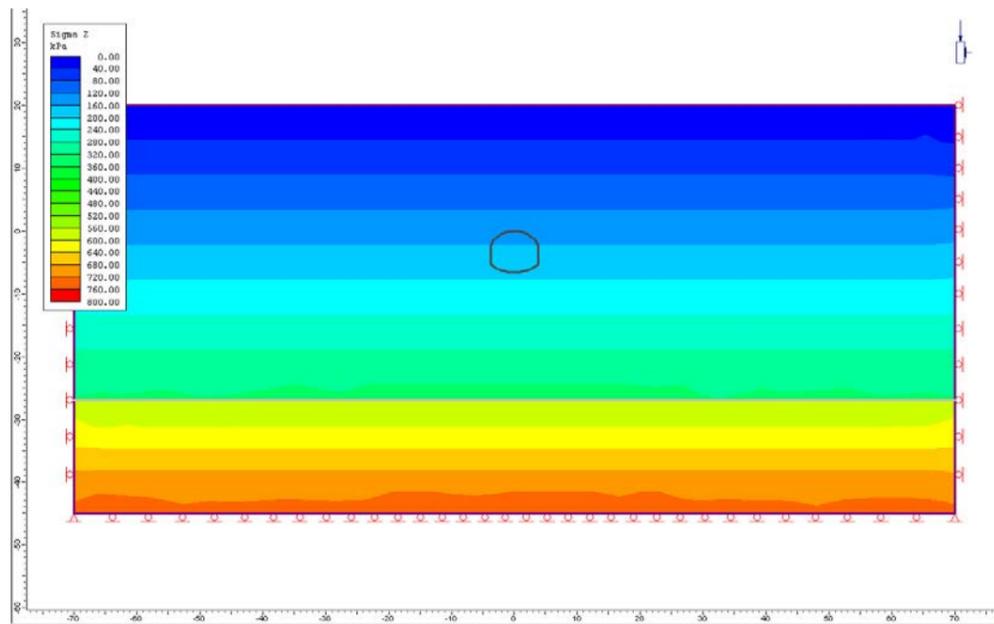
Imagen	Descripción
	Condiciones geostáticas iniciales. Al final del cálculo de esta fase, se anulan todos los desplazamientos del modelo.
	Excavación con una relajación de las tensiones naturales del terreno igual al 10%
	Excavación con una relajación de las tensiones naturales del terreno igual al 20%

Imagen	Descripción
	<p>Excavación con una relajación de las tensiones naturales del terreno igual al 30%</p>
	<p>Colocación del sostenimiento. Madurez del hormigón equivalente a 24 horas desde su colocación (un 30% de la resistencia de cálculo a 28 días)</p>

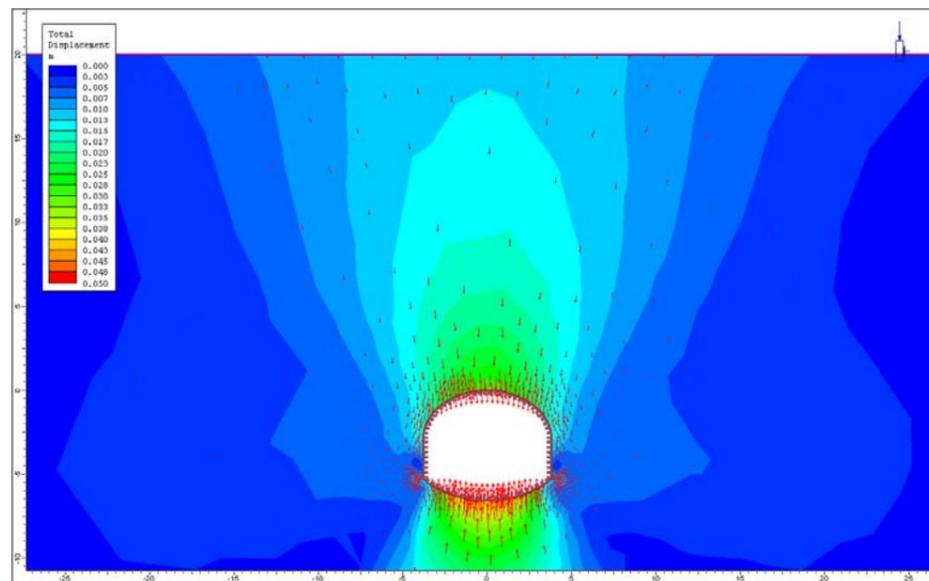


En la figura siguiente se han incluido las curvas carga-desplazamiento de cada una de las fases de cálculo.

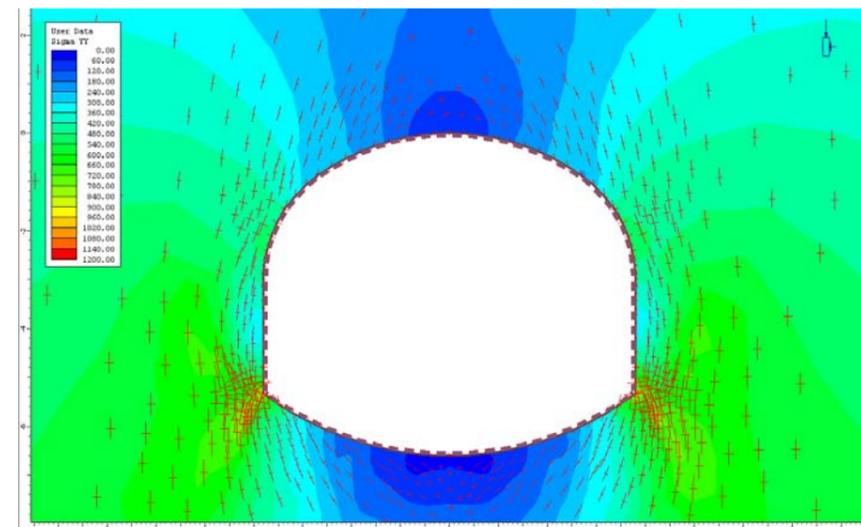




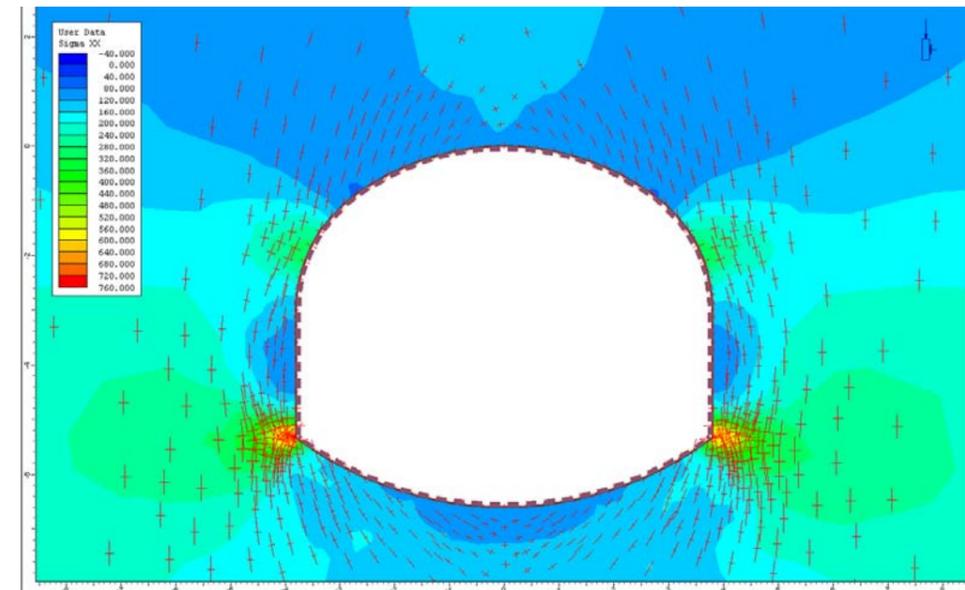
Tensiones normales al modelo en condiciones geostáticas



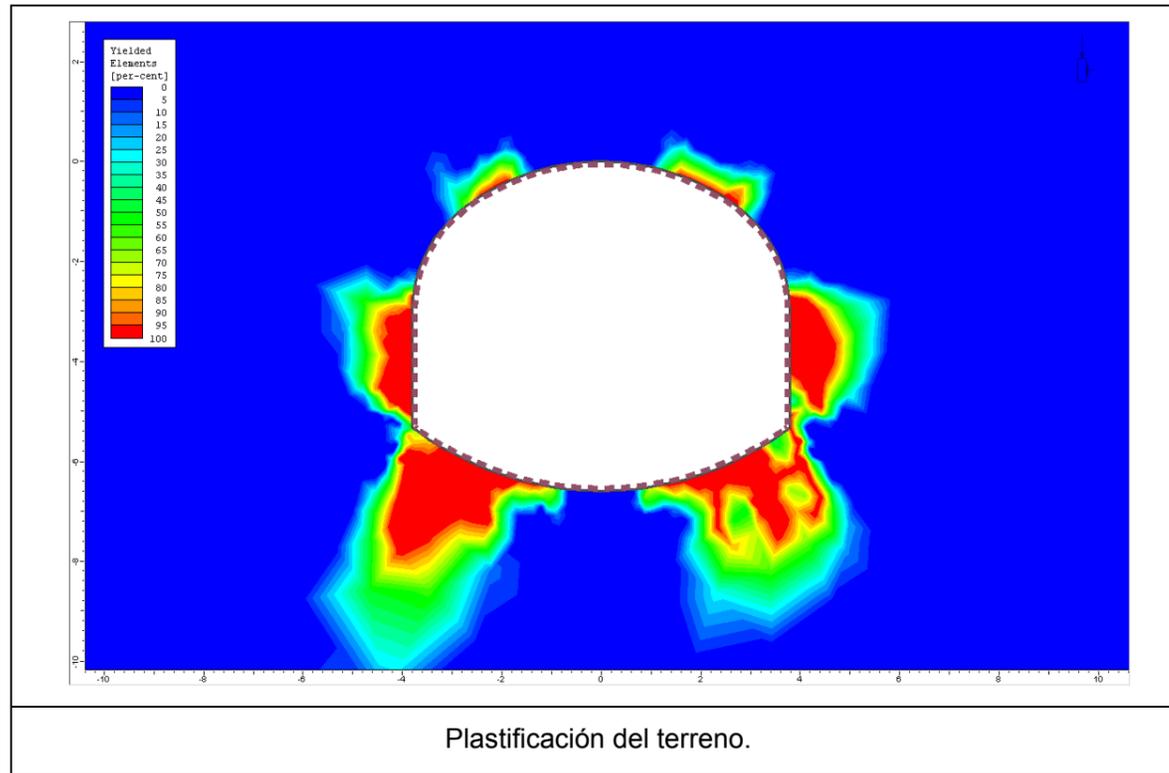
Desplazamientos totales al final del cálculo



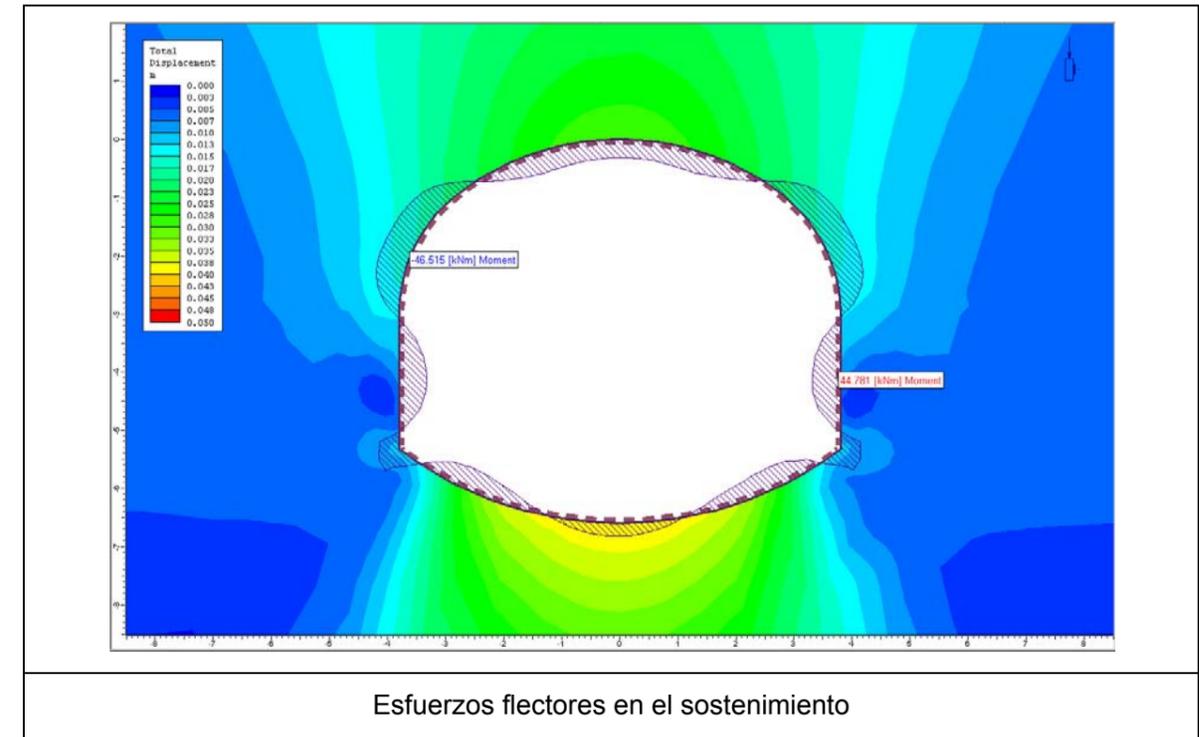
Tensiones verticales en la fase final del cálculo



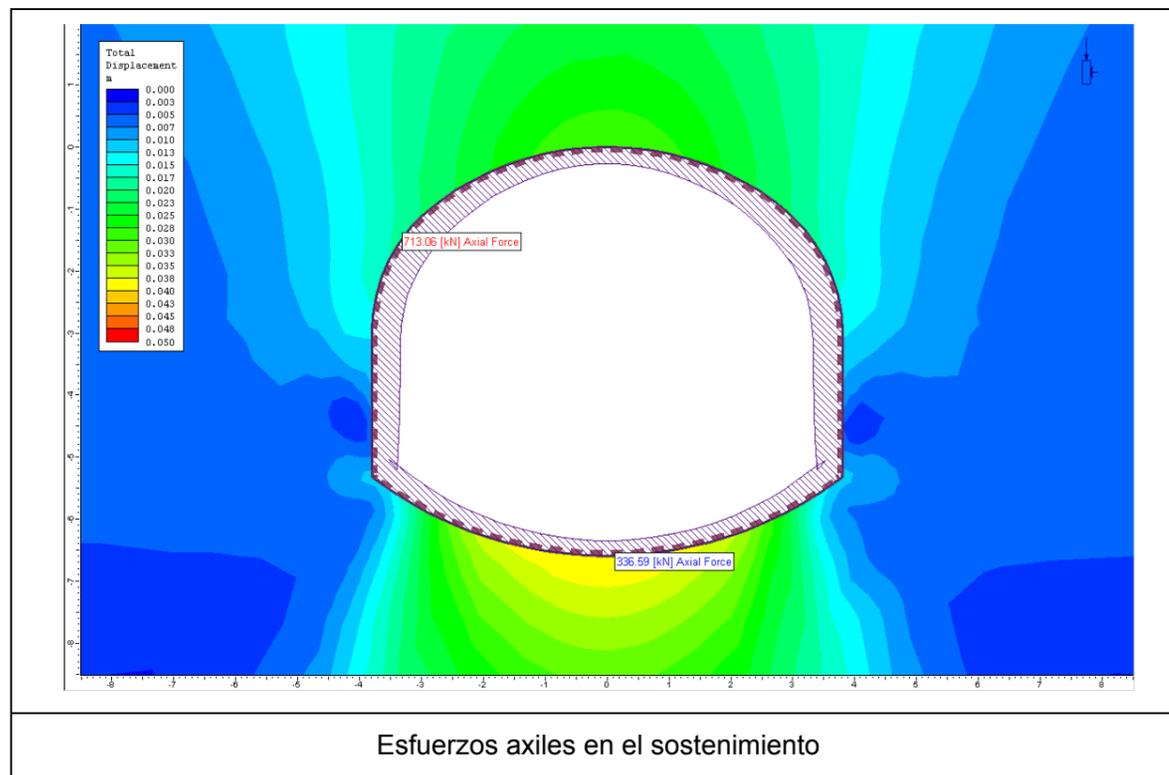
Tensiones horizontales en la fase final del cálculo



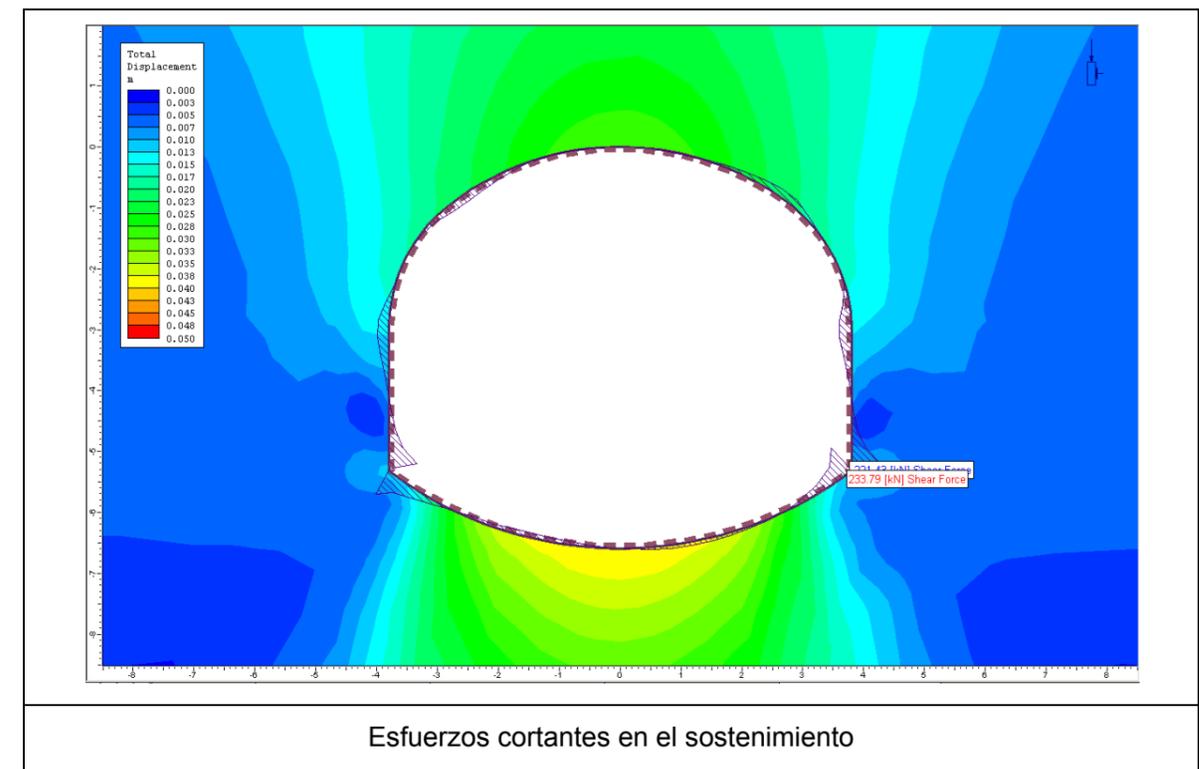
Plastificación del terreno.



Esfuerzos flectores en el sostenimiento

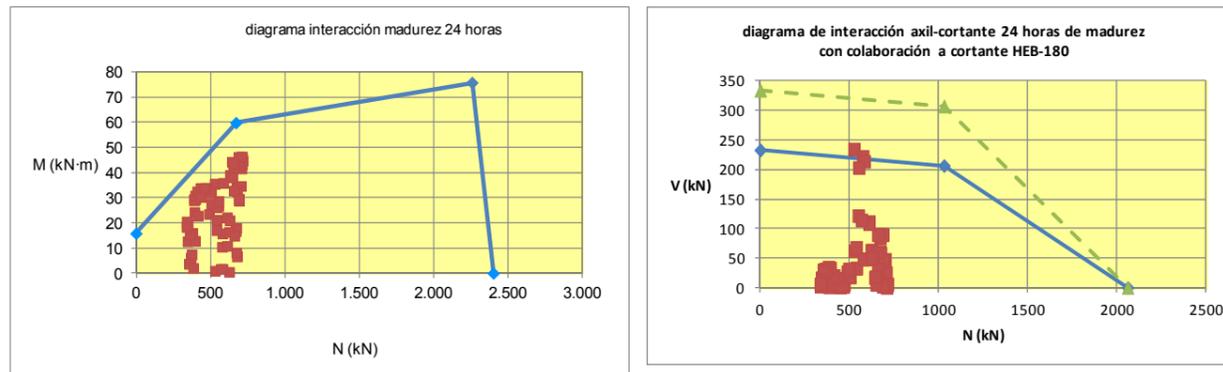


Esfuerzos axiles en el sostenimiento



Esfuerzos cortantes en el sostenimiento

En los gráficos siguientes, se ha representado los esfuerzos en la bóveda, hastiales y contrabóveda del sostenimiento en relación con los diagramas de interacción considerados, teniendo en cuenta las hipótesis anteriormente mencionadas.



En la tabla siguiente, se han incluido las características principales del cálculo

unidades de longitud	unidades de tensiones	método para obtener los desplazamientos	tipo de elementos
metros	kPa	eliminación gaussiana	triangulares de 3 nodos
nº de escalones de carga por cada fase de cálculo	nº máximo de iteraciones por cada escalón de carga	criterio de convergencia	tolerancia
13	500	energía específica	0,001

Teniendo en cuenta que globalmente las cargas del terreno sobre esta sección, son similares a las que se estudiaron en el apartado anterior, se considera que la distribución de tresillones se puede mantener para garantizar la estabilidad en las zonas con concentración de tensiones.

#### 4.7. Comprobación esfuerzo rasante

En los cálculos anteriores se ha observado en la unión hastial-contrabóveda, un incremento general de los esfuerzos cortantes. Teniendo en cuenta que durante la construcción es posible que se pudieran producir eventualmente juntas estructurales, se ha estudiado la estabilidad frente a esfuerzo rasante considerando la suma de los cortantes dorsales y frontales.

Para el estudio de esta posibilidad, se ha comparado el esfuerzo rasante de sollicitación  $S_d$ , con el esfuerzo rasante último  $S_u$ . La formulación que se ha empleado es la siguiente:

$$FS = \frac{S_u}{S_d}$$

$$S_u = \left( \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}} \cdot A_{sV} + 0,9 \cdot N_d \cdot \mu \right) \cdot \frac{1}{FS}$$

Donde:

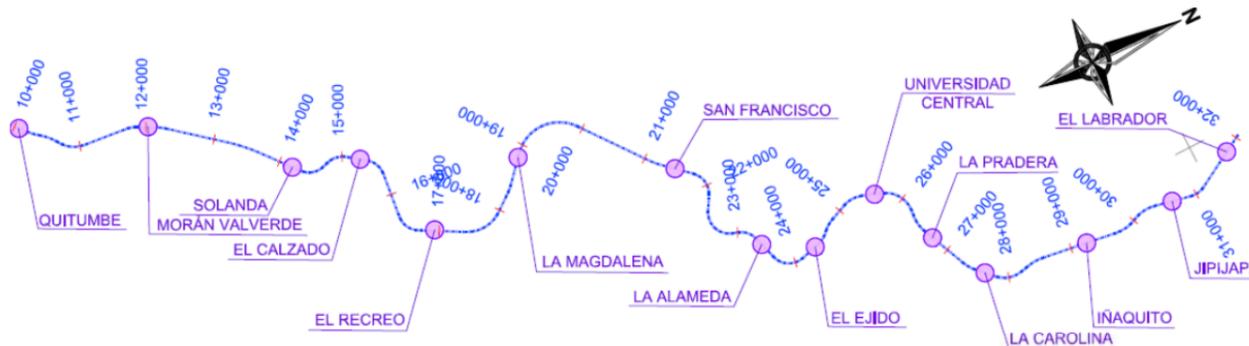
- FS es el coeficiente de seguridad
- $f_{yk}$  es la resistencia característica del acero de las cerchas
- $A_{sV}$  es el área de cortante efectiva de las cerchas
- $N_d$  es el esfuerzo axil
- $\mu$  es el coeficiente de rozamiento hormigón-hormigón para una junta estructural de rugosidad normal. Se ha tomado igual a 0,7
- Los casos que se han estudiado son los incluidos en la tabla siguiente:

Caso	$N_d$ (kN)	$S_d$ (kN)	$S_u$ (kN)	FS
Túnel de línea S-3 6m recubrimiento	470	100	539	5,4
Túnel de línea S-3 15m recubrimiento	700	150	684	4,6
Túnel de línea S-2 15m recubrimiento	510	210	479	2,3
Túnel de línea S-2 15m recubrimiento	490	340	467	1,4
Corredores de acceso	420	440	589	1,3
Corredores de acceso sección adaptada	525	470	655	1,3

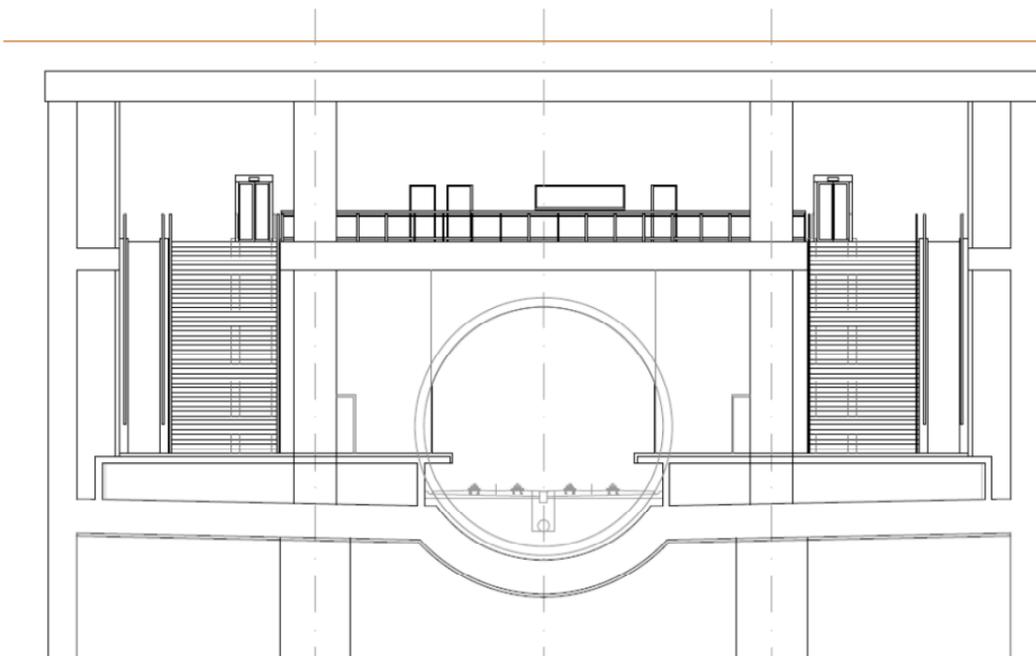
## 5. ESTACIONES

### 5.1. Descripción general

Para la futura Línea 1 de Metro de Quito se han proyectado 15 estaciones y un intercambiador de transportes: *Quitumbe, Morán Valverde, Solanda, El Calzado, El Recreo, La Magdalena, Intercambiador 24 de Mayo, San Francisco, La Alameda, El Ejido, Universidad Central, La Pradera, La Carolina, Ñaquito, Jipijapa, El Labrador.*



Todas las estaciones son subterráneas y se ejecutan entre un recinto de pantallas continuas de hormigón armado. Los forjados (tanto los forjados de cubierta, intermedios, soleras y contrabóvedas) se han resuelto mediante losas macizas de hormigón apoyados verticalmente en las pantallas perimetrales y, en las estaciones que presentan zona ancha con el paquete de las escaleras dentro de la “caja “ de la estación, en las pilas pilote. Las losas o, en su caso los estampidores dispuestos, actúan, a su vez, como puntales horizontales para las pantallas laterales.



En todos los casos la cara superior de la contrabóveda sigue la forma curva de la tuneladora para permitir el deslizamiento de la misma sobre ella, sin embargo la cara inferior de la misma varía de una estación a otra en función de la subpresión de agua que soporte la losa para aprovechar o no la forma de la losa y permitir que ésta trabaje no sólo por flexión sino por forma.

### 5.2. Criterios de diseño y dimensionamiento

#### 5.2.1. Normativa a emplear

A continuación se cita la normativa empleada en el diseño de la estructura de las estaciones incluidas en la infraestructura de la línea:

##### 5.2.1.1. Normativa Ecuatoriana

- *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11 (2011)*
- *Código de Práctica Ecuatoriano 5: Código Ecuatoriano de la Construcción.* (Instituto Ecuatoriano de Normalización):
  - *Parte 1 (2001):* Requisitos generales de diseño
  - *Parte 2 (1993):* Requisitos de diseño del hormigón armado
  - *Parte 12 (2001):* Requisitos generales de diseño: Peligro sísmico, espectros de diseño y requisitos mínimos de cálculos para diseño sismo-resistente.
- *Guía Popular de Construcción Sismo Resistente* (Instituto Ecuatoriano de Normalización 1976)
- *Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes MOP-001-F 2002*

##### 5.2.1.2. Normativa Internacional

#### Normativa y bibliografía de referencia Internacional de aplicación en Ecuador

- *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (S.I. Units 2007)
- *Requisitos de Reglamento para Hormigón Estructural (ACI 318S-08)*
- *Control de la fisuración en estructuras de Hormigón (ACI 244R)*
- *Specifications for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-10)*
- *Minimum Design Loads for Buildings and other Structures, (ASCE Standard ASCE/SEI-7-10).*
- *Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels. Civil elements. FHWA-NHI-10-0.34 2009*
  - *Capítulo 13: Seismic considerations.*
- *Seismic Design of Tunnels. A simple State of the art design approach.* Jaw-Nan Wang (1993)

**Normativa Internacional general**

- Eurocódigo 1: Acciones en estructuras
- Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón
- Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero
- Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras de mixtas de hormigón y acero
- Eurocódigo 8: Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes
- Código modelo CEB-FIP para hormigón estructural
- NCSP-07 Norma Constructiva Sismorresistente, parte Puentes

**5.2.2. Materiales a emplear en el diseño de la estructura de las estaciones**

**5.2.2.1. Hormigón**

Según el *Capítulo 4. Calidad del hormigón del CPE-5.2. Hormigón*, el hormigón se caracteriza por su resistencia especificada a la compresión ( $f_c$ ) que, debe basarse en ensayos a 28 días.

Según el *apartado 1.2.5. Módulo de elasticidad del Hormigón ( $E_c$ ) del Capítulo 1: Cargas y Materiales de la Norma Ecuatoriana de la Construcción*, el módulo de elasticidad para el hormigón,  $E_c$  (GPa), a considerar en el cálculo se puede calcular como la raíz cúbica del módulo de elasticidad del árido  $E_a$  (GPa), por la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión del hormigón  $f_c$  (MPa) y por el factor 1.15, es decir:

$$E_c = 1.15 * \sqrt[3]{E_a} * \sqrt{f_c}$$

Según este apartado de la norma, esta ecuación provee una mejor estimación de EC para los materiales de Ecuador. En la siguiente tabla se presentan los módulos de elasticidad de los áridos  $E_a$ , que se encuentran en Ecuador:

Tabla 1.12. Módulos de elasticidad de agregados,  $E_a$

Tipo	Procedencia	$E_a$ (GPa)
Caliza (Fmc. San Eduardo)	Guayaquil – Guayas	67.9
Chert (Fmc. Guayaquil)	Guayaquil – Guayas	15.8
Diabasa (Fmc. Piñón)	Chivería – Guayas	89.3
Tonalita	Pascuales – Guayas	74.9
Basalto (Fmc. Piñón)	Picoazá – Manabí	52.5
Basalto	Pifo – Pichincha	27.2
Ígnea (Andesitas, basaltos, Granodioritas)	Río Jubones – El Oro	110.5
Volcánica	La Península – Tungurahua	17.5

Tomando como árido a emplear el basalto de *Pifo*, por estar situado en la provincia de Pichincha, al igual que la ciudad de Quito, se ha considerado para los cálculos estructurales:  $E_a=27.2$ GPa, por lo que tenemos:

$f_c$	$E_c$
28Mpa	18.300 Mpa
30Mpa	19.000 Mpa
35Mpa	20.522 Mpa
40Mpa	21.915 Mpa

Según dicho apartado de la norma, en los modelos elásticos de estructuras que se diseñan para acciones sísmicas, de acuerdo con los métodos del *Capítulo 2* de la norma *NEC-11*, el módulo de elasticidad del hormigón  $E_c$ (GPa) se ha calculado según la siguiente ecuación:

$$E_c = 4.7 * \sqrt{f_c}$$

Lo que da los siguientes valores de módulos de elasticidad para análisis sísmicos:

$f_c$	$E_{CSISMO}$
28Mpa	24.850 Mpa
30Mpa	25.750 Mpa
35Mpa	27.813 Mpa
40Mpa	29.933 Mpa

Por otra parte, según el *apartado 1.2.4. Requisitos de durabilidad del hormigón del Capítulo 1: Cargas y Materiales de la Norma Ecuatoriana de la Construcción*, el hormigón también debe caracterizarse por las siguientes categorías y clases de exposición ambiental:

**Tabla 1.7. Categorías y clases de exposición**

Categorías	Severidad	Clase	Condición	
<b>F</b> Congelación y deshielo	No existe	F0	Hormigón no expuesto a ciclos de congelación y deshielo.	
	Moderada	F1	Hormigón expuesto a ciclos de congelación, deshielo y exposición ocasional a la humedad.	
	Severa	F2	Hormigón expuesto a ciclos de congelación, deshielo y en contacto continuo con la humedad.	
	Muy severa	F3	Hormigón expuesto a ciclos de congelación, deshielo y que esté en contacto continuo con la humedad y expuesto a productos químicos para descongelar.	
<b>S</b> Sulfato			<b>Sulfatos solubles en agua (SO<sub>4</sub>) en el suelo, % en masa</b>	<b>Sulfato (SO<sub>4</sub>) disuelto en agua, ppm</b>
	No aplicable	S0	SO <sub>4</sub> <0.1	SO <sub>4</sub> <150
	Moderada	S1	0.1≤SO <sub>4</sub> <0.2	150≤SO <sub>4</sub> <1500 agua marina
	Severa	S2	0.2≤SO <sub>4</sub> ≤2.0	1,500≤SO <sub>4</sub> ≤10,000
	Muy severa	S3	SO <sub>4</sub> >2.0	SO <sub>4</sub> >10,000
<b>P</b> Requiere baja permeabilidad	No aplicable	P0	En contacto con el agua donde no se requiere baja permeabilidad	
	Requerida	P1	En contacto con el agua donde se requiere baja permeabilidad	
<b>C</b> Protección del refuerzo contra la corrosión	No aplicable	C0	Hormigón seco o protegido contra la humedad	
	Moderada	C1	Hormigón expuesto a la humedad, pero no a una fuente externa de cloruros	
	Severa	C2	Hormigón expuesto a la humedad y a una fuente externa de cloruros provenientes de productos químicos para descongelar: sal, agua salobre, agua de mar o salpicaduras del mismo origen	

La clase de exposición a mantener en cada uno de los hormigones a emplear en los distintos elementos que componen la estructura de la estación:

-Losa de hormigón de cubierta:

Categoría	Clase
(F) Congelación y deshielo	F0
(S) Sulfato	S0
(P) Requiere baja permeabilidad	P1
(C) Protección contra la corrosión	C1

-Losas de vestíbulo y subestación:

Categoría	Clase
(F) Congelación y deshielo	F0
(S) Sulfato	S0
(P) Requiere baja permeabilidad	P0
(C) Protección contra la corrosión	C1

-Contrabóveda:

Categoría	Clase
(F) Congelación y deshielo	F0
(S) Sulfato	S0
(P) Requiere baja permeabilidad	P1
(C) Protección contra la corrosión	C1

-Pantallas de hormigón armado:

Categoría	Clase
(F) Congelación y deshielo	F0

(S) Sulfato	S0
(P) Requiere baja permeabilidad	P1
(C) Protección contra la corrosión	C1

-Interior de pilas-pilote mixtas:

Categoría	Clase
(F) Congelación y deshielo	F0
(S) Sulfato	S0
(P) Requiere baja permeabilidad	P0
(C) Protección contra la corrosión	C0

-Pilote de cimentación de pila-pilote:

Categoría	Clase
(F) Congelación y deshielo	F0
(S) Sulfato	S0
(P) Requiere baja permeabilidad	P0
(C) Protección contra la corrosión	C1

### 5.2.2.2. Acero para armar

De acuerdo con la norma *NTE INEN 102*, el acero a emplear en barras para armar considerado es:

- Barras de acero A42 →  $f_y=420$  Mpa

El módulo de elasticidad del acero para armar se puede tomar como  $E_s=200.000$ Mpa.

La longitud normal de las barras a considerar será de 12.0 m.

### 5.2.2.3. Acero estructural

Los aceros estructurales empleados en la estructura de la estación son, según la notación indicada en la normativa ecuatoriana, de los siguientes grados:

- E 235 (Fe 360)
- E 275 (Fe 430)

Según la *NTE INEN 2215* los requisitos mecánicos de los aceros son:

GRADO	CALIDAD	$R_{eH}$ MIN. MPa							$R_m$ MPa
		$e < 16$	$16 < e < 40$	$40 < e < 63$	$63 < e < 80$	$80 < e < 100$	$100 < e < 150$	$150 < e < 200$	
E 185 (Fe 310)		185	175	-	-	-	-	-	300-540
E 235 (Fe 360)	A	235	225	215	215	215	195	185	340-470
	B	235	225	-	-	-	-	-	340-470
	B NF	235	225	215	215	215	195	185	340-470
	C	235	225	215	215	215	195	185	340-470
E 275 (Fe 430)	D	235	225	215	215	215	195	185	340-470
	A	275	265	255	245	235	225	215	410-540
	B	275	265	255	245	235	225	215	410-540
	C	275	265	255	245	235	225	215	410-540
E 355 (Fe 510)	D	275	265	255	245	235	225	215	410-540
	C	355	345	335	325	315	295	285	490-640
	D	355	345	335	325	315	295	285	490-640

Siendo:

$R_{eH}$ =Esfuerzo de fluencia superior (es decir, límite elástico)

$R_m$ =Esfuerzo de rotura (es decir, tensión de rotura)

El módulo de elasticidad del acero estructural a considerar es  $E_s=200.000$ Mpa.

### 5.2.2.4. Normativa específica que deben cumplir los materiales de construcción

- Hormigón Premezclado. Requisitos *NTE INEN 1.855-1*
- Refuerzo corrugado *NTE INEN 102*.
- Perfiles y tubos de acero estructural *NTE INEN 2215 y 2222*.
- Perfiles estructurales de acero conformados en frío y perfiles estructurales de acero laminados en caliente *RTE INEN 018:2008*.
- Conectores de conexión acero-hormigón *ASTM A 1044M*.

### 5.2.3. Comprobaciones estructurales a realizar

La estructura de cada una de las estaciones ha sido proyectada y construida para que, con una seguridad aceptable, sea capaz de soportar todas las acciones que la puedan solicitar durante la construcción y el periodo de vida útil previsto en el proyecto así como la agresividad del ambiente. Para el diseño de la estructura de las estaciones se ha empleado el método de los Estados Límite.

**5.2.3.1. Definición de Estados Límites Últimos**

La denominación de los Estados Límite Últimos engloba todos aquellos que producen una puesta fuera de servicio de la estructura, por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella.

El requisito básico para el diseño por resistencia se puede expresar como:

$$R_d \geq S_d$$

Donde:

$R_d$  = Valor de resistencia de diseño

$S_d$  = Valor de resistencia requerida

**Factores y combinaciones de carga**

Para obtener las acciones y esfuerzos de cálculo a considerar en las comprobaciones para los Estados Límites Últimos se ha tomado del apartado 1.1.6.3. *Combinaciones de cargas utilizando el diseño por resistencia* del Capítulo 1: *Cargas y Materiales* de la Norma Ecuatoriana de la Construcción:

- a) 1.4 D
- b) 1.2 D+ 1.6 L+0.5 Lr
- c) 1.2 D+ 1.6 Lr + L
- d) 1.2 D+ L+0.5 Lr
- e) 1.2 D+1.0E+L
- f) 0.9D+1.0E

Donde:

D = carga permanente

E = carga de sismo

L = sobrecarga

Lr = sobrecarga cubierta

En el apartado dedicado a cada uno de los elementos estructurales de la estación del presente apartado, se indican cuales de estas indicaciones se han seguido.

**Factores de reducción de resistencia para secciones de hormigón**

Los factores de reducción de la resistencia de un elemento de hormigón se recogen en el apartado 4.1.2 *Propiedades Mecánicas y Factores de Reducción de Resistencia* del Capítulo 4 *Hormigón Armado* de la Norma Ecuatoriana de la Construcción:

- (a) Secciones controladas por tracción 0.90

- (b) Tracción axial 0.90
- (c) Secciones controladas por compresión:
  - Elementos con refuerzo transversal en espiral 0.75
  - Otros elementos reforzados 0.65
- (d) Cortante y torsión 0.75
- (e) Aplastamiento 0.65

**Factores de reducción de resistencia para secciones de acero**

Los factores de reducción de la resistencia de un elemento de acero según el método *LRFD* de la norma *AISC-360* son:

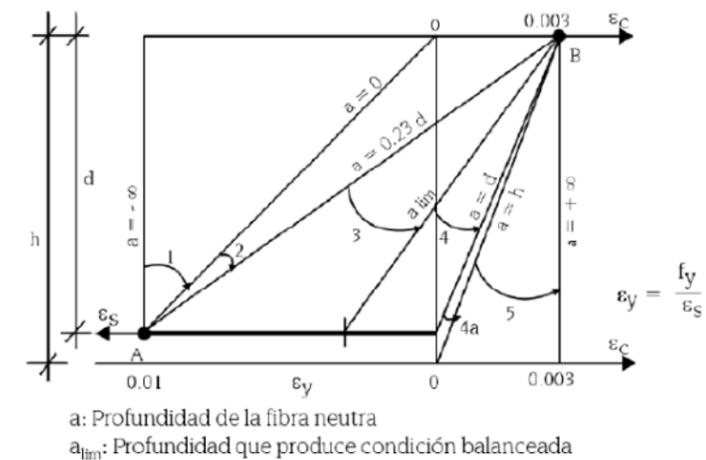
- (a) Estado límite de fluencia 0.90
- (b) Estado límite de rotura 0.75
- (c) Estado límite de cortante 1.00
- (c) Estado límite de compresión 0.85

**5.2.3.2. Estados Límites Últimos a considerar en el diseño de estructuras de Hormigón**

Los Estados Límites últimos comprobados en las **estructuras de hormigón** que componen la estructura de la estación son:

**Estado Límite de Agotamiento por Solicitaciones Normales.**

La comprobación frente a este estado se ha realizado mediante un análisis de la sección, asumiendo una distribución lineal de deformación unitaria y un bloque de compresión equivalente de acuerdo al Capítulo 10-*Flexión y cargas axiales* de la norma *ACI-318* y al apartado 10 del *CPE-5.2. Hormigón*. Para el cálculo de la capacidad resistente última de la sección se limita la máxima deformación de la fibra extrema en compresión al valor  $\epsilon_c=0.003$ , adoptándose el diagrama de pivotes siguiente:



- Zona 1: Tracción simple o compuesta (pivote A)
- Zona 2: Flexión simple o compuesta (pivote A)
- Zona 3: Flexión simple o compuesta (pivote B)
- Zona 4: Flexión simple o compuesta (pivote B)
- Zona 4a: Flexión compuesta (pivote B)
- Zona 5: Compresión simple o compuesta (pivote B)

Otras indicaciones seguidas para el dimensionamiento y disposición de la armadura obtenida son las siguientes:

- Armadura máxima admisible a flexión *NEC Capítulo 4 Hormigón Armado; apartado 4.2.3.*
- Armadura mínima a flexión *NEC Capítulo 4 Hormigón Armado; apartado 4.2.4.*
- Armaduras máximas y mínimas a flexión-compresión *NEC Capítulo 4 Hormigón Armado; apartado 4.3.3.*
- Redistribución de momentos negativos en elementos continuos *CPE-5.2\_Hormigón; apartado 8.4*
- Recubrimientos mínimos *CPE-5.2\_Hormigón; apartado 7.7*
- Separaciones mínimas y máximas en armado *CPE-5.2\_Hormigón; apartado 7.6*
- Longitudes de anclaje *CPE-5.2\_Hormigón; apartado 12.2*
- Longitudes de solapo *CPE-5.2\_Hormigón; apartado 12.15*

### **Estado Límite de Agotamiento por Esfuerzo Cortante**

La comprobación estructural de las secciones a cortante se ha realizado siguiendo el apartado 11.1 Resistencia al cortante del CPE-5.2\_Hormigón y al capítulo 11-Cortante y Torsión de la norma ACI-318. El diseño de las secciones transversales sujetas a cortante está basado en:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde  $V_u$  es el esfuerzo cortante mayorado en la sección a analizar y  $V_n$  es la resistencia nominal al cortante calculada mediante:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde  $V_c$  es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón, según los apartados 11.3 y 11.4 del CPE-5.2\_Hormigón y  $V_s$  es la resistencia nominal a cortante calculada según el apartado 11.5.6 de dicha norma.

El capítulo 11. Cortante y Torsión del CPE-5.2\_Hormigón también recoge las indicaciones relativas a armaduras mínimas y disposición de armado.

### **Estado Límite de Agotamiento por Punzonamiento**

La comprobación estructural de una sección a punzonamiento se ha realizado siguiendo el apartado 11.11 Disposiciones especiales para losas y zapatas del CPE-5.2\_Hormigón y al apartado 11.11 Disposiciones para losas y zapatas de la norma ACI-318. Este capítulo también recoge las indicaciones relativas a disposición del armado de refuerzo a punzonamiento.

### **5.2.3.3. Estados Límites Últimos a considerar en el diseño de estructuras de acero**

Los Estados Límites últimos comprobados en las **estructuras de acero** que forman parte de la estructura de las estaciones siguen el método *LRFD (Load & Resistance Factor Design)* de la norma *ANSI/AISC 360-10 Specifications for structural steel buildings* que emplea los llamados factores de carga y resistencia. El método tiene por resultado un coeficiente adimensional que es el inverso del coeficiente de seguridad.

$$R_u \leq \phi R_n$$

$R_u$ = Resistencia requerida

$R_n$ = Resistencia nominal

$\phi$ =Factor de resistencia

$\phi R_n$ =Resistencia de diseño

La resistencia requerida será el esfuerzo de cálculo obtenido a partir de las combinaciones de carga indicadas en el apartado 5.2.3.1. Factores y combinaciones de carga.

### **Estado Límite de Agotamiento por Flexión Simple**

En el capítulo *F Design of members for flexure* de la norma *ANSI/AISC 360-10* se define la resistencia nominal de un elemento sometido a flexión pura  $M_n$ , como el menor valor obtenido acorde a los estados límites de:

- Fluencia (plastificación)
- Pandeo lateral
- Pandeo local del ala
- Pandeo local del alma

Los fenómenos de pandeo local pueden ser evitados fácilmente limitando la relación ancho y espesor de cada uno de los componentes que forman la viga. Para el ala:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{f_y}}$$

Para el alma:

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{f_y}}$$

Donde  $b_f$  es el ancho del ala,  $t_f$  es el espesor del ala,  $d$  es el canto del alma descontando los radios de los acuerdos,  $t_w$  es el espesor del alma y  $f_y$  es el límite elástico del acero en *ksi*. Estas expresiones, aparte de garantizar el pandeo local, garantizan que la sección sea compacta.

Respecto al estado límite de fluencia, la resistencia nominal corresponde al momento plástico de la viga (F.2.1. *Yielding* de la norma ANSI/AISC 360-10)

La formulación del fallo por pandeo lateral se recoge en el apartado F.2.2. *Lateral Torsional Buckling* de la norma ANSI/AISC 360-10

### Estado Límite de Agotamiento por Compresión

En el capítulo E *Design of members for compression* de la norma ANSI/AISC 360-10 se indica que la esbeltez ( $(KL)/r$  en la norma) de un elemento sometido a compresión debe ser inferior a 200.

Para la obtención del axil nominal del perfil, en el caso de soportes compactos intraslacionales, según el apartado E3. *Flexural Buckling of members without slender elements* ANSI/AISC 360-10:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

La tensión crítica,  $F_{cr}$ , se determina del siguiente modo:

Cuando  $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  o  $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$ , entonces:

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

Cuando  $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  o  $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$ , entonces:

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

Donde:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left( \frac{KL}{r} \right)^2}$$

La norma AISC admite, como método simplificado para considerar los efectos de segundo orden en un soporte considerar, para la obtención del momento de cálculo concomitante con el axil, el momento de cálculo obtenido mediante un análisis elástico de primer orden más el momento adicional de inestabilidad obtenido mediante una análisis P- $\delta$ .

### Interacción flexión-axil

En el apartado H1 *Doubly and singly symmetric members subject to flexure and axial force* del capítulo H *Design of members for combined forces and torsion* de la norma ANSI/AISC 360-10 se define la formulación a seguir para la comprobación de elementos bajo la acción simultánea de esfuerzos de flexión y axil:

Con  $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$  :

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Con  $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$  :

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Donde:

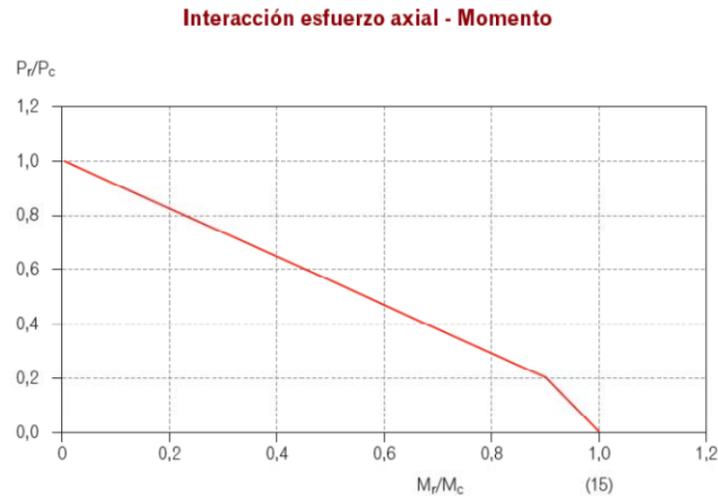
$P_r$ =Axil requerido en compresión

$P_c$ =Axil disponible en compresión

$M_r$ = Momento requerido en flexión

$M_c$ = Momento disponible en flexión

Esta formulación produce el siguiente diagrama:



**Estado Límite de Agotamiento por cortante**

Según el capítulo *G Design of members for shear* de la norma *ANSI/AISC 360-10*:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

Donde:

$V_n$  = Resistencia nominal a cortante

$F_y$  = Límite elástico del acero

$A_w$  = Área a cortante del perfil

$C_v = 1.0$  (para secciones laminadas en I con  $h/t \leq 2.24E/f_y$ ), para resto de valores ver formulación de la norma)

**5.2.3.4. Definición de Estados Límites de Servicio**

La denominación de los Estados Límite de Servicio engloba todas aquellas situaciones de la estructura para las que no se cumplen los requisitos de funcionalidad, de comodidad, de durabilidad o de aspecto requeridos.

En la comprobación de los Estados Límites de Servicio que consideran la rotura de una sección o elemento, debe satisfacerse la condición:

$$C_d \geq E_d$$

Donde:

$C_d$  = Valor límite admisible para el Estado Límite a comprobar (deformaciones, vibraciones, apertura de fisura, etc.)

$E_d$  = Valor de cálculo del efecto de las acciones (tensiones, nivel de vibración, apertura de fisura, etc.)

**5.2.3.5. Estados Límites de Servicio a considerar en el diseño de estructuras de Hormigón**

Los Estados Límites de Servicio comprobados en las **estructuras de hormigón** que componen la estructura de cada estación son:

**Estado Límite de Deformaciones**

Tal y como indica el apartado 9.5.15 *CPE-5.2\_Hormigón*, los elementos de hormigón armado sujetos a flexión se han diseñado para tener una rigidez adecuada, a fin de limitar las deformaciones que pudiesen afectar negativamente a la resistencia o al funcionamiento de la estructura para las cargas de servicio.

Como método para obtener la deformada a tiempo infinito en elementos unidireccionales, la norma propone emplear, en su apartado 9.5.2, el método simplificado de *Branson*. Las limitaciones de deformadas que indica la norma son:

**Tabla 9.5(b) Deflexiones máximas permisibles calculadas**

Tipo de elemento	Deflexión considerada límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deflexiones.	Deflexión instantánea debida a la carga viva, $L$ $\frac{\ell^2}{180}$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deflexiones.	Deflexión instantánea debida a la carga viva, $L$ $\frac{\ell^2}{360}$
Sistemas de piso o techo que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deflexiones.	La parte de la deflexión total que ocurra después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas sostenidas, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) $\frac{\ell^2}{480}$
Sistemas de piso o techo que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños por grandes deflexiones.	$\frac{\ell^2}{240}$

Por otra parte en el capítulo 7. *Deflexión del CPE-5.1\_Requisitos generales de diseño* se indican las siguientes limitaciones de deformación que son aplicables a los forjados intermedios

**TABLA 7.1 (a). Deflexión máxima permisible para elementos estructurales (1)**

TIPO DE ELEMENTO	ELEMENTO CARGADO SOLAMENTE CON CARGA VIVA (L.L)	ELEMENTO CARGADO CON CARGA VIVA MAS CARGA MUERTA (L.L + K.D.L)
Elemento de cubierta que soporta cielos rasos de yeso o elemento de piso.	L/360	L/240

NOTA (1): Se preverá suficiente contraflecha o inclinación para cubiertas planas, de acuerdo con la Sección 5.5.

- L.L. Carga viva
- D.L. Carga muerta
- k Factor que se determina en la Tabla 7.1 (b)
- L Longitud del elemento en las mismas unidades de la deflexión.

**TABLA 7.1 (b) Valor de "k" para deflexiones**

MADERA		HORMIGÓN ARMADO (2)	ACERO
NO CURADA	CURADA (1)		
1,0	0,5	$[2-1,2(A' / A_s)] \geq 0,6$ Véase la Parte 2	0

En el apartado dedicado a cada uno de los elementos estructurales de la estación del presente documento, se indicarán que limitación de deformación máxima admisible considerada en el cálculo.

**Estado Límite de Fisuración**

La disposición de armadura necesaria para controlar la apertura de fisura por flexión en vigas se ha calculado siguiendo el apartado 10.6 Distribución del refuerzo por flexión en vigas y losas en una dirección del CPE-5.2\_Hormigón y al apartado 10.6 Distribución del refuerzo por flexión en vigas y losas en una dirección de la norma ACI-318.

**5.2.3.6. Estados Límites de Servicio a considerar en el diseño de estructuras de Acero**

Dado lo reducido de la presencia en las estructuras de acero en las estaciones, sólo se ha considerado el estado límite de deformaciones para las vigas metálicas de subestructura de los cierres de huecos en cubierta.

**Estado Límite de Deformaciones**

Siguiendo lo indicado en el apartado L3 Deflections del capítulo L Design for serviceability de la norma ANSI/AISC 360-10, se ha limitado la deformación de las vigas de soporte de las rejillas de cierre de los huecos a una deformación de L/360 bajo la acción de la sobrecarga de tráfico.

**5.2.4. Consideración de acción sísmica**

**5.2.4.1. Introducción**

Para la obtención de la acción sísmica considerada en el diseño de los distintos elementos estructurales que componen la estación, se ha seguido lo indicado en el Capítulo 2-Peligro Sísmico y en el Capítulo 3-Riesgo sísmico evaluación y rehabilitación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11) y del Capítulo 12 del Código Ecuatoriano de la Construcción. Requisitos Generales de Diseño: Peligro sísmico, espectros de diseño y requisitos mínimo de cálculos para diseño sismo resistente (CPE INEN 5).

Para realizar el análisis sísmico es preciso partir del Sismo de Diseño, que es el terremoto que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un periodo de retorno de 475 años.

A efectos de importancia de la estructura, las estaciones pueden ser consideradas como “de ocupación especial”.

La NEC-11 delimita el territorio de Ecuador en seis zonas sísmicas, caracterizadas por el factor de zona Z según el siguiente mapa:

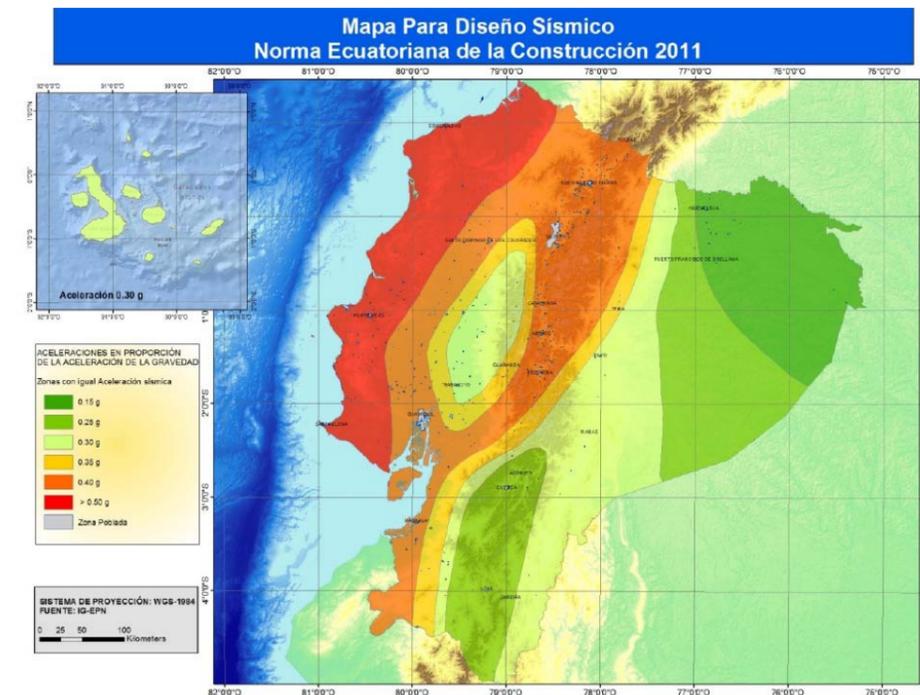


Tabla 2.1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

En el caso que nos ocupa, la ciudad de Quito se encuentra en la zona V, de amenaza sísmica alta y el valor de su factor Z es 0.40.

Sin embargo, la NEC-11 indica en el apartado 2.5.3. de su Capítulo 2, que para el diseño de estructuras de ocupación especial y para estructuras esenciales, será necesario utilizar diferentes niveles de terremoto con el fin de verificar el cumplimiento de diferentes niveles de desempeño sísmico. Para definir los diferentes niveles de aceleración sísmica esperada en roca en la ciudad donde se construirá la estructura, se proporcionan las curvas de peligro sísmico probabilista en donde se relaciona el valor de la aceleración sísmica esperada en roca (PGA) con un nivel de probabilidad anual de excedencia. La figura incluye también las curvas de aceleraciones máximas espectrales para períodos estructurales de 0.1, 0.2, 0.5 y 1.0 segundos.

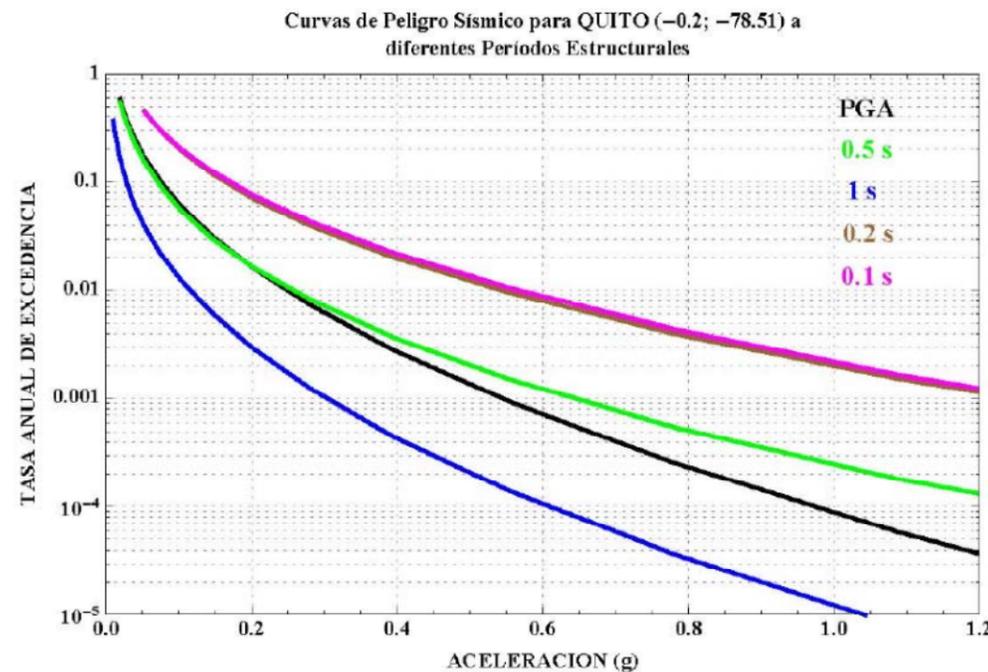


Figura 2.2.3. Curvas de peligro sísmico, Quito.

La NEC-11 recoge en el apartado 2.5.4.5. de su Capítulo 2, los tipos de perfiles de suelos que podemos encontrar. Se definen seis tipos de perfiles de suelo.

Tabla 2.3. Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50.0$ $\bar{S}_u \geq 100 \text{ KPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\bar{V}_s < 180 \text{ m/s}$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $\bar{S}_u < 50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2)$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.9). Se contemplan las siguientes subclases: <b>F1</b> —Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. <b>F2</b> —Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). <b>F3</b> —Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75) <b>F4</b> —Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m) <b>F5</b> —Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte. <b>F6</b> —Rellenos colocados sin control ingenieril.	

La norma considera que según el tipo de subsuelo, el espectro elástico de respuesta para diseño en roca se ven amplificadas por unos coeficientes  $F_a$  (ordenadas de espectro de respuesta elástico para aceleraciones),  $F_d$  (ordenadas espectro de respuesta elástico de desplazamientos) y  $F_s$  (considera el comportamiento no lineal de los suelos), tal y como se muestra en las siguientes tablas:

**Tabla 2.5. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	I	II	III	IV	V	VI
		A	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1	1	1	1	1	1	1
D	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18	1.18
E	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.15	1.15
F	1.8	1.5	1.4	1.28	1.15	1.05	1.05
	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

**Tabla 2.6. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	I	II	III	IV	V	VI
		A	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1	1	1	1	1	1	1
D	1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25	1.25
E	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3	1.3
F	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5	1.5
	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

**Tabla 2.7. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs**

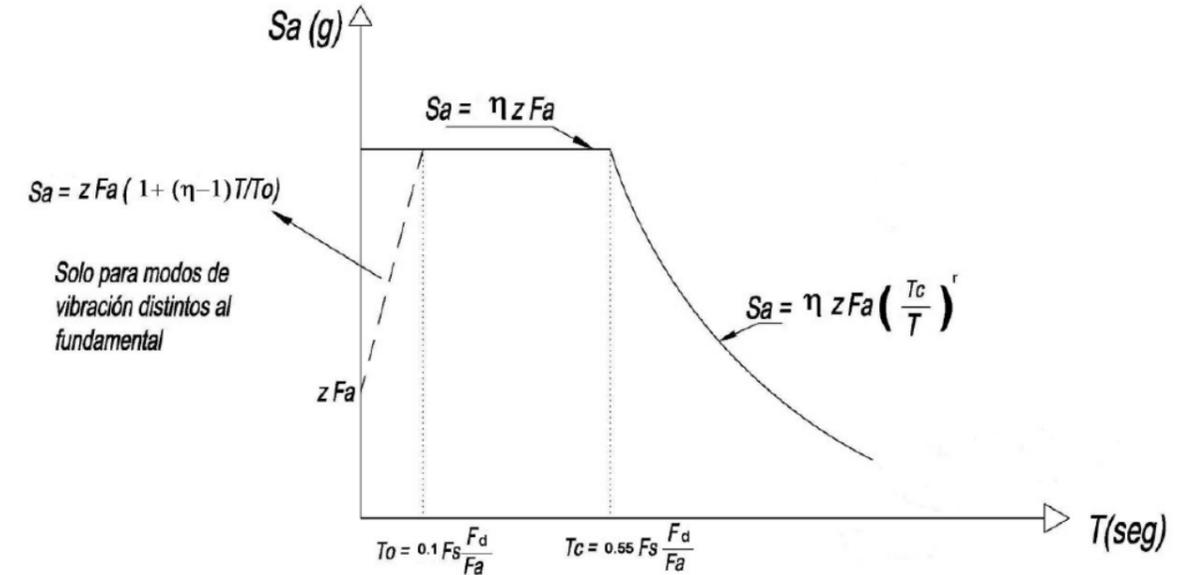
Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	I	II	III	IV	V	VI
		A	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45	1.45
D	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65	1.65
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2	2
F	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Nota: Para los suelos tipo F no se proporcionan valores de Fa, Fd ni de Fs, debido a que requieren un estudio especial, conforme lo estipula la sección 2.5.4.9.

**5.2.4.2. Espectros elásticos de cálculo**

La NEC-11 recoge en el apartado 2.5.5. de su Capítulo 2, los espectros elásticos de respuesta:

-**Espectro elástico de diseño en aceleraciones:** expresado como fracción de la aceleración de la gravedad Sa, para el nivel de sismo de diseño. El espectro es función de del factor de zona y de los factores Fa, Fd y Fs. El espectro obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 0.05:



Las ecuaciones que definen la ley son:

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r \text{ para } T > T_c$$

Donde:

r=1 para tipos de suelo A, B o C y r=1.5 para tipo de suelo D o E

η=2.48 para las provincias de la Sierra

Los límites para el período de vibración Tc y Tl se obtienen de las siguientes expresiones:

$$T_C = 0.55 F_S \frac{F_d}{F_a}; \quad T_L = 2.4 F_d$$

No obstante, para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de  $T_L$  se limitarán a un valor máximo de 4 segundos.

Para análisis dinámico y, únicamente para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo fundamental, el valor de  $S_a$  debe evaluarse mediante la siguiente expresión, para valores de periodo de vibración menores a  $T_0$ :

$$S_a = Z F_a \left( 1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0} \right) \text{ para } T \leq T_0$$

$$T_0 = 0.10 F_S \frac{F_d}{F_a}$$

Si de estudios de microzonificación sísmica realizados en la ciudad de Quito, se establecen valores de  $F_a$ ,  $F_d$ ,  $F_s$  y de  $S_a$  diferentes a los establecidos en las tablas anteriores, se podrán utilizar los valores de los mencionados estudios, prevaleciendo los indicados en la *NEC-11* como requisito mínimo.

**-Espectro elástico de diseño en desplazamientos:** cuando se requiera la definición de los desplazamientos espectrales elásticos para diseño correspondiente al nivel de sismo de diseño, se empleará el espectro elástico de diseño de desplazamiento  $S_d$  (en metros) definido para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico igual al 0.05. La forma espectral y ecuaciones que definen el espectro de diseño elástico de desplazamientos consideran la respuesta dinámica y efectos de sitio:

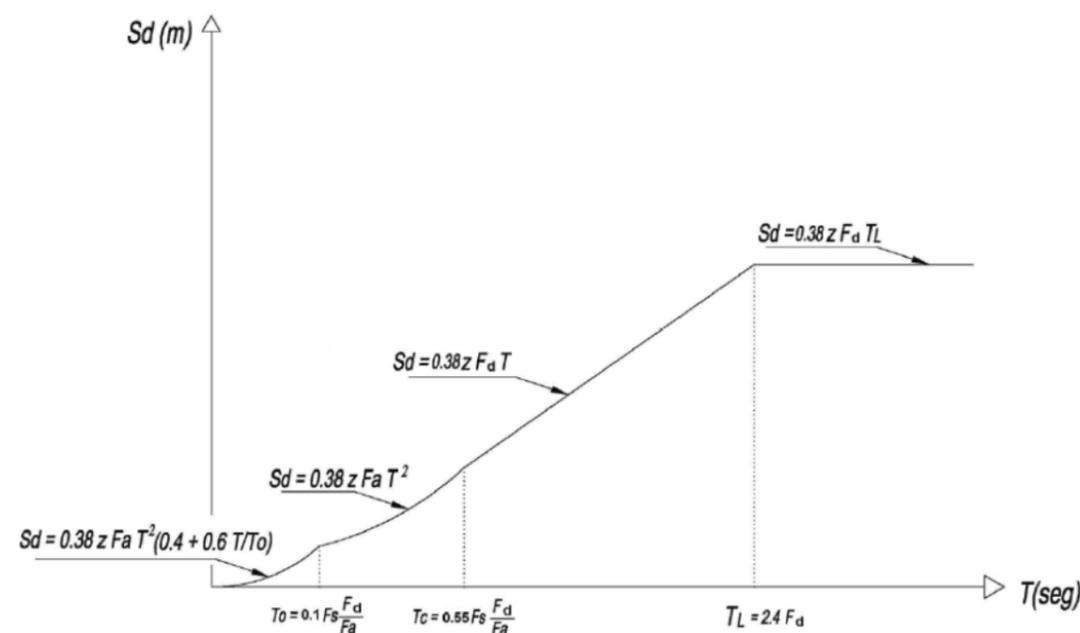


Figura 2.4. Espectro sísmico elástico de desplazamientos para diseño

La formulación de la gráfica es la siguiente:

$$S_d = 0.38 Z F_a T^2 \left( 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \text{ para } 0 \leq T \leq T_0$$

$$S_d = 0.38 Z F_a T^2 \text{ para } T_0 < T \leq T_C$$

$$S_d = 0.38 Z F_d T \text{ para } T_C < T \leq T_L$$

$$S_d = 0.38 Z F_d T_L \text{ para } T > T_L$$

Donde los valores de los períodos límite  $T_0$ ,  $T_C$  y  $T_L$  son los mismos que se han definido para el espectro elástico de aceleraciones, aunque, para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de  $T_L$  se limitarán a un valor máximo de 4 segundos en los espectros de desplazamiento

Los espectros aquí mostrados se refieren a la componente horizontal del sismo, la componente vertical del sismo puede definirse mediante el escalamiento de la componente horizontal de la aceleración por un factor mínimo de 2/3.

En el apartado 2.6.4. del capítulo 2 de la *NEC-11*, se recogen los distintos coeficientes de importancia  $I$  según el uso, destino e importancia de la estructura. El propósito del factor  $I$  es

incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño. Las estaciones entran dentro del grupo de “Estructuras de ocupación especial” y por ello tienen un factor de importancia de 1.3.

**Tabla 2.9. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura**

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

#### 5.2.4.3. Requisitos especiales para estructuras de ocupación especial

En las estructuras de ocupación especial, como las que nos ocupan, se debe elevar el nivel de seguridad a fin de procurar que permanezcan operativas o que puedan seguir brindando servicio parcial o total luego de la ocurrencia de un sismo severo.

La estructura de las estaciones, al considerarse de elementos de ocupación especial, han sido diseñadas utilizando un nivel de fuerzas sísmicas no menor que el obtenido de la aplicación del espectro de cálculo de aceleraciones para el sismo de diseño, con sus respectivos coeficientes, ni menor que aquella que resulta de utilizar la aceleración máxima y las aceleraciones espectrales máximas esperadas en el sitio del emplazamiento de la estructura, obtenida a partir de las curvas de peligro sísmico, recogida anteriormente, para un periodo de retorno de 475 años (probabilidad anual de excedencia 0.002) correspondiente a la ciudad de Quito. Para el caso de cálculo de fuerzas a partir de la información de las curvas de peligro sísmico, dichas fuerzas no requieren ser modificadas por el factor de importancia *I*.

Además se ha verificado un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico, que impide el colapso de la estructura (nivel de prevención de colapso) ante un terremoto de 2500 años de periodo de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.0004 en las curvas de peligro sísmico mostradas anteriormente). El valor de la aceleración se ha obtenido de las curvas de peligro sísmico de la ciudad de Quito.

Por lo tanto, para la comprobación de cada uno de los elementos estructurales, será han realizado dos comprobaciones:

- Comprobación de la estructura bajo la actuación del sismo de periodo de retorno de **475 años**. Como valor de aceleración de diseño se considerará el valor pésimo entre el obtenido del espectro elástico de aceleraciones (considerando los valores *Z* e *I*) y el obtenido de la curva de peligro sísmico de Quito correspondiente al dato del periodo propio de la estructura que se esté analizando. Las combinaciones de esfuerzos

serán, de acuerdo con lo indicado en el apartado 1.1.6.3. *Combinaciones de cargas utilizando el diseño por resistencia* del Capítulo 1: *Cargas y Materiales* de la Norma Ecuatoriana de la Construcción:

a)  $1.2 D+1.0E+L$

b)  $0.9D+1.0E$

Donde:

- *D* = carga permanente
- *E* = carga de sismo
- *L* = sobrecarga

Por otra parte, los factores de reducción de la resistencia los elementos son los recogidos en los apartados anteriores de *Factores de reducción de resistencia para secciones de hormigón* y *Factores de reducción de resistencia para secciones de acero* del presente documento

- Comprobación frente a colapso de la estructura bajo la actuación del sismo de periodo de retorno de **2500 años**. Como valor de aceleración de diseño se considerará el valor obtenido de la curva de peligro sísmico de Quito correspondiente al dato del periodo propio de la estructura que se esté analizando. Las combinaciones de esfuerzos serán las indicadas en apartado 3.2. *Análisis de verificación del desempeño estructural* del Capítulo 3: *Riesgo Sísmico Evaluación y Rehabilitación*, para los efectos de la verificación, las acciones gravitacionales y sísmicas se combinan de manera distinta a la utilizada en el diseño:

c)  $1.1(D+0.25L)+1.0E$

d)  $0.9(D+0.25L)+1.0E$

Por otra parte, en la comprobación frente a colapso, los factores de reducción de la resistencia tanto de las estructuras de hormigón como de acero a considerar serán  $\phi=1.0$ .

#### 5.2.5. Losa de cubierta

##### 5.2.5.1. Introducción

Las losas de cubierta se han planteado, estructuralmente, como losas macizas de hormigón armado. Las losas apoyan perimetralmente en las pantallas de contorno y en las pilas intermedias.

5.2.5.2. Acciones a considerar en el cálculo de losa de cubierta:

**Acciones gravitatorias**

Peso Propio de Losa		25 kN/m <sup>3</sup>	NEC Capítulo 1 apartado 1.1.2.1.
Carga Muerta de Tierras		20kN/m <sup>3</sup> xh (h=altura de tierras) (*)	NEC Capítulo 1 apartado 1.1.2.1.
Sobrecarga de tráfico	Hip 1	Vehículo pesado HS-MTOP(**) (por carril): 450kN	<b>MTOP</b>
	o		
	Hip 2	Vehículo pesado HL-93(***) (por carril): 325kN	<b>AASHTO LRFD</b> Apartado 3.6.1.2.2. Design Truck
+Sobrecarga repartida: 9.3 kN/m (en carril de ancho 3.0m)		<b>AASHTO LRFD</b> Apartado 3.6.1.2.4. Design Lane Load	

(\*)Carga muerta de tierras

También se ha considerado, como carga muerta, la carga de cuelgue de peso propio de las pantallas sin pie situadas en el cruce del contorno de la estación con la traza del túnel.

(\*\*)Esquema vehículo pesado HS-MTOP

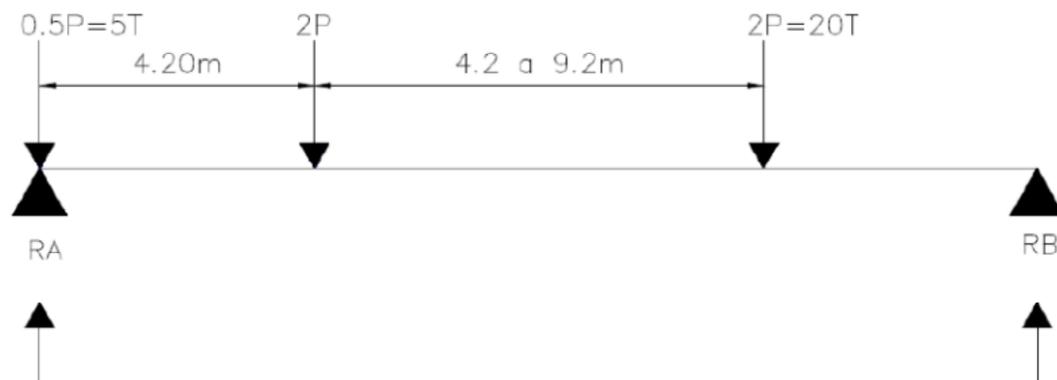


Figura 3. 17 Sistema de cargas según HS - MTOP

(\*\*\*) Esquema vehículo pesado AASHTO

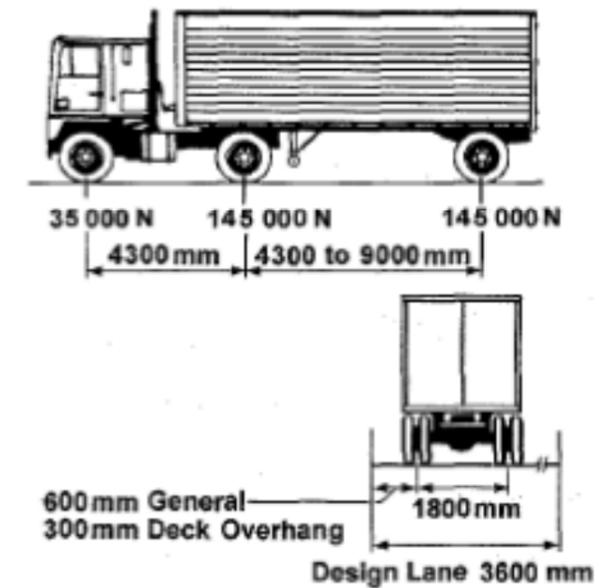
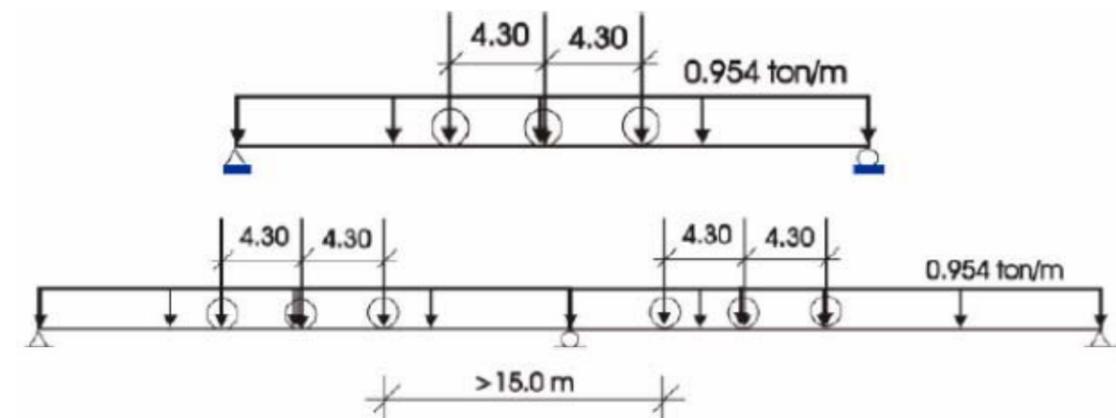


Figure 3.6.1.2.2-1 Characteristics of the Design Truck.

La AASHTO indica que se deben combinar de la siguiente forma:

-Para momentos positivos: Camión de diseño + carga de carril

-Para momentos negativos: se consideran dos camiones de diseño, uno a cada lado del apoyo separados una distancia mínima de 15 m. Para la distancia entre ejes se toma la separación menor entre ejes de 4.30 m. En este caso los momentos y esfuerzos cortantes se reducen por un factor 0.90:



El número de carriles de diseño se determinará tomando la parte entera del ratio  $W/3.6$  donde  $W$  es el ancho total de calzada en metros. Se deben considerar posibles ampliaciones de la calzada.

La sollicitación pésima correspondiente a sobrecargas de la AASHTO se obtendrá considerando las posibles combinaciones de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple:

**Tabla 3.6.1.1.2-1 Factor de Presencia Múltiple**

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, $m$
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Dada la tipología de la losa de cubierta, losa maciza de hormigón armado, y a que el tráfico que actúa como sobrecarga se encuentra en un entorno urbano, por lo que su velocidad está limitada, consideramos los efectos dinámicos de la sobrecarga de uso despreciables y por lo tanto no consideramos necesaria la utilización de un coeficiente de impacto.

### **Acciones sísmicas**

Para el cálculo de las acciones sísmicas verticales a considerar en la losa, tal y como se indica en el apartado 2.7.7.6. Análisis dinámico espectral del Capítulo 2-Peligro Sísmico de la NEC-11, se ha realizado un análisis por espectros de potencia empleando las frecuencias naturales de vibración de la losa con el espectro de cálculo descrito en el apartado Consideración de acción sísmica del presente documento.

A partir de los valores de periodos propios principales se ha integrado con los siguientes espectros:

-*Periodo de retorno de 475 años.* Se emplea el pésimo entre el espectro de diseño (considerando como aceleración de cálculo  $04xI=0.52g$ ) y el obtenido de considerar la aceleración de cálculo obtenida de la correspondiente curva de peligro sísmico de Quito para una tasa anual de excedencia de 0.0004.

-*Periodo de retorno de 2500 años.* Se emplea el obtenido de considerar la aceleración de cálculo obtenida de la correspondiente curva de peligro sísmico de Quito para una tasa anual de excedencia de 0.002.

Considerando que la componente vertical de sismo es  $2/3$  de la horizontal máxima, de estos cálculos se ha obtenido una carga estática vertical equivalente a la acción estática sísmica que aplicar en el modelo plano 3D de la losa.

Las comprobaciones realizadas a partir de las cargas estáticas equivalentes para cada uno de los periodos de retorno han seguido las combinaciones de acciones y factores de resistencia indicados en el apartado 2.4.3.-*Requisitos especiales para estructuras de ocupación especial* del presente documento.

### **5.2.5.3. Comprobaciones de resistencia**

A continuación se recogen las combinaciones de acciones consideradas para la obtención de los esfuerzos de diseño y las comprobaciones resistentes realizadas.

### **Coeficientes de mayoración y combinación de acciones**

Tal y como se ha indicado en el apartado *Factores y combinaciones de carga*, según el apartado *Combinaciones de cargas* utilizando el diseño por resistencia del Capítulo 1: *Cargas y Materiales de la Norma Ecuatoriana de la Construcción*, para las comprobaciones a rotura (flexión, cortante y punzonamiento) de la losa de cubierta deben considerarse las siguientes combinaciones de acciones:

- 1.4 D
- 1.2 D+ 1.6 Lr
- 1.2 D+1.0E<sub>475</sub>+L
- 0.9D+1.0E<sub>475</sub>
- 1.1(D+0.25L)+1.0E<sub>2500</sub>
- 0.9(D+0.25L)+1.0E<sub>2500</sub>

Donde:

$D$  = carga permanente (peso propio + carga de tierras)

$E$  = carga de sismo

$Lr$  =sobrecarga cubierta (tráfico)

### **Comprobación de resistencia a flexión**

Se ha realizado el dimensionamiento de la armadura de la losa siguiendo lo indicado en el apartado 5.2.3.2. del presente documento. El factor de reducción de la resistencia a flexión de la losa será  $\phi=0.90$ .

### **Comprobación de resistencia a cortante**

Se ha realizado la comprobación a cortante de la losa siguiendo lo indicado en el apartado 5.2.3.2. del presente documento. El factor de reducción de la resistencia a cortante de la losa será  $\phi=0.75$ .

### **Comprobación de resistencia a punzonamiento**

Se ha realizado la comprobación a cortante de la losa siguiendo lo indicado en el apartado 5.2.3.2. del presente documento. El factor de reducción de la resistencia a punzonamiento de la losa será  $\phi=0.75$ .

### **Comprobación de losa frente a deformaciones**

Para el canto con el que se han diseñado las losas se ha comprobado si la deformación instantánea obtenida en la losa por la acción de la sobrecarga de tráfico es inferior a  $L/800$ , La deformada a considerar se toma como el mayor de los siguiente valores:

- 1).-La deformada debida al camión de diseño solamente,
- 2).-La deformada debida al 25% del camión de diseño considerado junto con la carga del carril de diseño

Se ha dotado a las losas de una contraflecha tal que la deformada a tiempo infinito de la losa no supere el valor  $L/240$ .

**Comprobación de losa frente a fisuración**

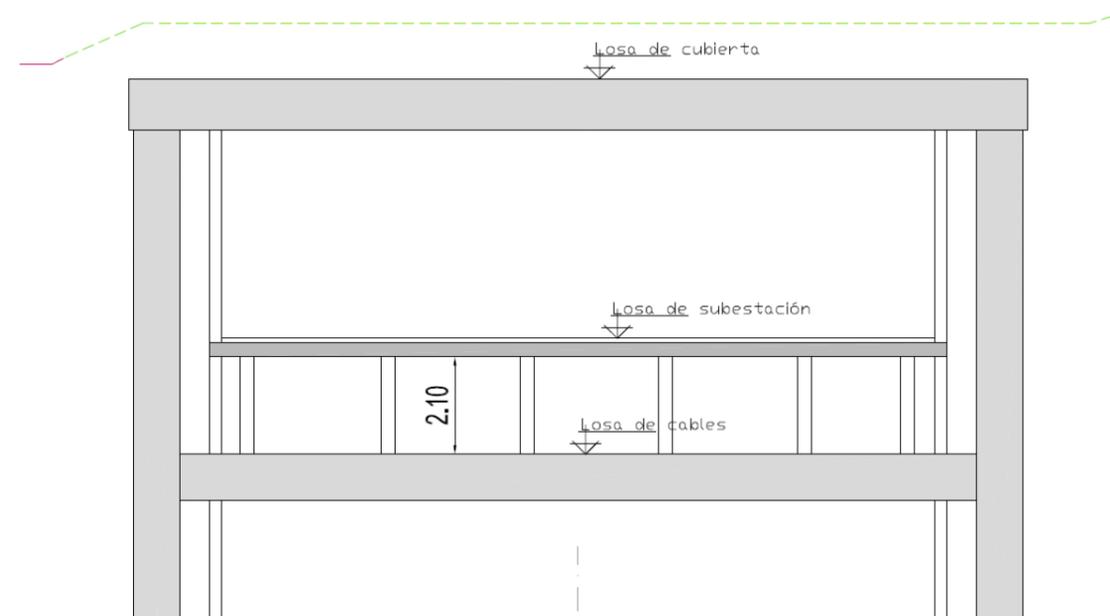
Se ha realizado la comprobación de fisuración de la losa siguiendo lo indicado en el apartado 5.2.3.5. del presente documento.

**5.2.6. Losas intermedias (vestíbulo, subestación y cables)**

**5.2.6.1. Introducción**

Las losas de vestíbulo se han planteado, estructuralmente, como losas maciza de hormigón armado que apoyan en las pantallas de contorno y, en caso de que existan, en las pilas pilote.

Respecto a la losa de subestación y la losa de cables, se sitúan en la parte estrecha de las estaciones. La losa de cables apoya en las pantallas laterales por lo que trabaja como losas biapoyada, sin embargo las losas de subestación, situadas sobre ellas, se apoyan únicamente sobre la losa de cables mediante una cuadrícula de pilares de hormigón.



**5.2.6.2. Acciones consideradas en el cálculo de losa de vestíbulo:**

**Acciones gravitatorias**

Losa de vestíbulo

Peso Propio de Losa	25 kN/m <sup>3</sup>	<b>NEC Capítulo 1 apartado 1.1.2.1.</b>
---------------------	----------------------	---

Carga Muerta de Solado	20kN/m <sup>3</sup> xe (e=espesor de solado)	<b>NEC Capítulo 1 apartado 1.1.2.1.</b>
Sobrecarga de uso de viajeros	4.8 kN/m <sup>2</sup>	<b>NEC Capítulo 1 apartado 1.1.2.2.</b>

Losa de subestación y cables

Peso Propio de Losas	25 kN/m <sup>3</sup>	<b>NEC Capítulo 1 apartado 1.1.2.1.</b>	
Carga Muerta de Solado	20kN/m <sup>3</sup> xe (e=espesor de solado)	<b>NEC Capítulo 1 apartado 1.1.2.1.</b>	
Sobrecarga de uso	Losa de subestación	10 kN/m <sup>2</sup>	<b>NEC Capítulo 1 apartado 1.1.2.2.</b>
	Losa de cables	4.8 kN/m <sup>2</sup>	<b>NEC Capítulo 1 apartado 1.1.2.2.</b>

**Acciones sísmicas**

El método empleado para la obtención de la acción sísmica es el indicado en el presente documento para la losa de cubierta

**5.2.6.3. Comprobaciones de resistencia**

A continuación se recogen las combinaciones de acciones consideradas para obtener los esfuerzos de diseño y las comprobaciones resistentes realizadas

**Coeficientes de mayoración y combinación de acciones**

Tal y como se ha indicado en el apartado Factores y combinaciones de carga, según el apartado 1.1.6.3. Combinaciones de cargas utilizando el diseño por resistencia del Capítulo 1: Cargas y Materiales de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, para las comprobaciones a rotura de la losa de cubierta se han considerado las siguientes combinaciones de acciones:

- a) 1.4 D
- b) 1.2 D+ 1.6 L
- c) 1.2 D+1.0E<sub>475</sub>+L
- d) 0.9D+1.0E<sub>475</sub>

e)  $1.1(D+0.25L)+1.0E_{2500}$

f)  $0.9(D+0.25L)+1.0E_{2500}$

Donde:

$D$  = carga permanente (peso propio + carga de solado)

$L$  = carga de uso (viajeros e instalaciones)

$E$  = acción sísmica

**Comprobación de resistencia a flexión**

Se ha seguido lo indicado para la losa de cubierta.

**Comprobación de resistencia a cortante**

Se ha seguido lo indicado para la losa de cubierta.

**Comprobación de resistencia a punzonamiento**

Se ha seguido lo indicado para la losa de cubierta.

**Comprobación de losa frente a deformaciones**

Se ha seguido lo indicado para la losa de cubierta.

**Comprobación de losa frente a fisuración**

Se ha seguido lo indicado para la losa de cubierta.

**5.2.7. Contrabóveda**

**5.2.7.1. Introducción**

La contrabóveda se ha planteado, estructuralmente, como losa maciza de hormigón armado.

Para fijar la geometría de la contrabóveda en alzado, la losa se ejecutará en V con una pendiente hacia las vías del 2%. En caso de valores de subpresión elevados, que no permitan el diseño de contrabóveda por flexión, se ha aumentado la flecha de la contrabóveda para que ésta funciones por forma.

**5.2.7.2. Acciones a consideradas en el cálculo de contrabóveda:**

**Acciones gravitatorias**

Peso Propio de Losa	25 kN/m <sup>3</sup>	NEC Capítulo 1 apartado 1.1.2.1.
Carga Muerta de solado de andenes	2kN/m <sup>2</sup>	NEC Capítulo 1 apartado 1.1.2.1.
Peso propio de andenes	3.5kN/m <sup>2</sup>	NEC Capítulo 1 apartado 1.1.2.1.

Sobrecarga de uso de andenes	4.8 kN/m <sup>2</sup>	NEC Capítulo 1 apartado 1.1.2.2.
Carga Muerta de relleno de vía	48kN/m <sup>2</sup>	NEC Capítulo 1 apartado 1.1.2.1.
Sobrecarga de tráfico	UIC-71x $\alpha$	IAPF-07

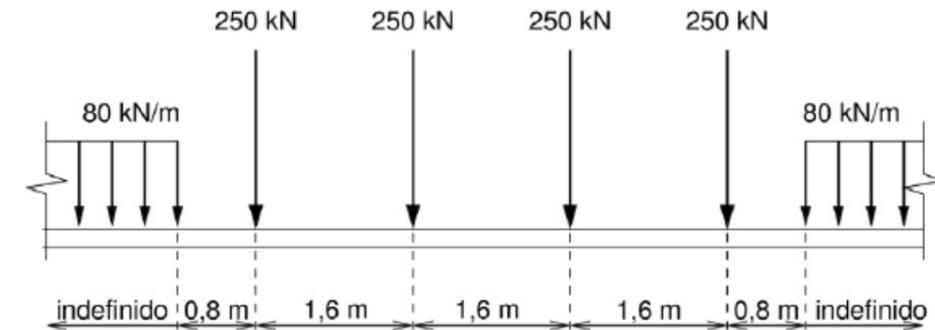


Figura 2.1: Tren de cargas verticales UIC71

Coefficiente de clasificación  $\alpha=1.21$

**Acciones gravitatorias**

El valor de subpresión para cada estación se ha tomado de la información geotécnica.

**Apoyo de contrabóveda contra el terreno**

En las hipótesis en las que se considera el apoyo de la contrabóveda contra el terreno, éste se ha caracterizará por su módulo de balasto vertical. Dicho valor ha tomado en función de la información geotécnica.

**5.2.7.3. Comprobaciones de resistencia**

A continuación se recogen las combinaciones de acciones a considerar para obtener los esfuerzos de diseño y las comprobaciones resistentes a realizar

**Coeficientes de mayoración y combinación de acciones**

Empleando el diseño por resistencia que recoge el *Capítulo 1: Cargas y Materiales de la Norma Ecuatoriana de la Construcción*, para las comprobaciones a rotura de la contrabóveda deben considerarse las siguientes combinaciones de acciones:

- 1) 1.0 P+1.0 F
- 2) 1.2 P+ 1.2 D+ 1.6 L

Donde:

P = peso propio de losa

D = cargas muertas de vía y andén

L = sobrecarga de uso

F= Subpresión

**Comprobación de resistencia a flexión**

Se ha seguido lo indicado para la losa de cubierta.

**Comprobación de resistencia a cortante**

Se ha seguido lo indicado para la losa de cubierta.

**Comprobación de resistencia a punzonamiento**

Se ha seguido lo indicado para la losa de cubierta.

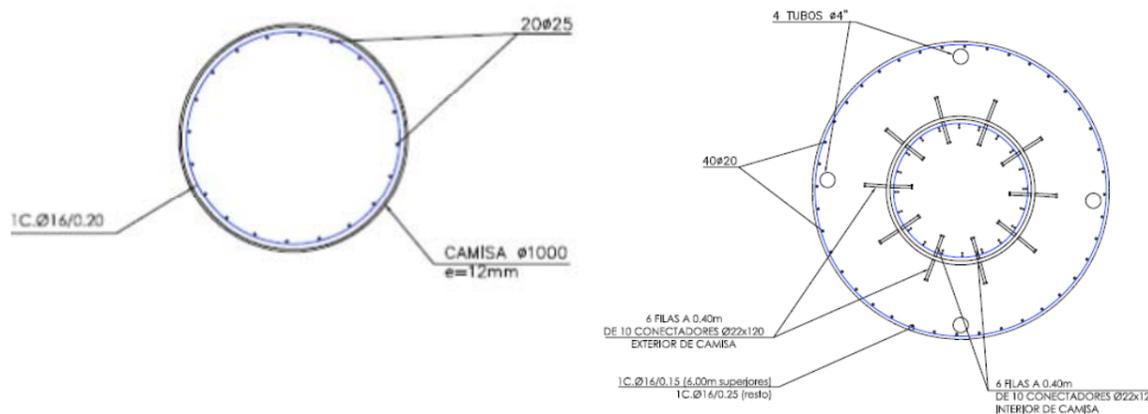
**Comprobación de losa frente a fisuración**

Se ha seguido lo indicado para la losa de cubierta.

**5.2.8. Pilas-pilote**

**5.2.8.1. Introducción**

En las pilas proyectadas para las estaciones el fuste de la pila en el interior de la sección está formado por una pila de hormigón con camisa exterior de acero y la cimentación está formada por un pilote de hormigón.



**5.2.8.2. Acciones consideradas en el cálculo de Pilas Pilote**

**Reducción de sobrecargas**

Según el apartado 1.1.3.1.Reducción de las sobrecargas. Cargas Generales del Capítulo 1 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción: Las sobrecargas distribuidas que se indican en la Tabla 1.2, excepto las de cubierta, se podrán reducir de acuerdo a la siguiente disposición:

Los elementos para los que el valor de  $K_{LL} \cdot A_T$  es igual o mayor a los 35 m<sup>2</sup>, pueden ser diseñados para una carga reducida de acuerdo con la ecuación:

$$L = L_o \left( 0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right)$$

Donde:

L =sobrecarga distribuida en kN/m<sup>2</sup>, aplicada sobre el área tributaria del elemento de soporte.

L<sub>o</sub> =sobrecarga distribuida sin reducir, aplicada sobre el área tributaria del elemento de soporte, según Tabla 1.2.

K<sub>LL</sub> =factor de sobrecarga según el elemento de soporte, ver Tabla 1.3.

A<sub>T</sub> = área tributaria en metros cuadrados

L no será menor que: 0.5L<sub>o</sub> para elementos que soportan un solo piso; y, 0.4L<sub>o</sub> para elementos que soportan dos pisos o más.

**Tabla 1.3. Factor de sobrecarga del elemento de soporte**

Elemento	K <sub>LL</sub> <sup>a</sup>
Columnas interiores	4
Columnas exteriores sin losas en Volado	4
Columnas de borde con losas en Volado	3
Columnas esquineras con losas en Volado	2
Vigas de borde sin losas en volado	2
Vigas interiores	2
Todos los demás elementos no identificados incluyendo: Vigas de borde con losas en volado Vigas en volado Losas en una dirección Losas en dos direcciones Elementos que no tengan mecanismos de transferencia de cortante normal a la dirección de la luz	1

<sup>a</sup>El valor de K<sub>LL</sub> puede ser calculado en lugar de los valores precedentes

Esta reducción sólo puede aplicarse, para la obtención de las reacciones sobre las pilas pilote, a las sobrecargas de uso de viajeros del vestíbulo, ya que no se permite la reducción de sobrecargas en la losa de cubierta ni en valores de sobrecargas superiores a 4.8 kN/m<sup>2</sup> (*apartado Cargas Sobrecargas Pesadas*).

**Coeficientes de mayoración y combinación de acciones**

Las pilas-pilotes se han comprobado a partir de las reacciones máximas obtenidas de los cálculos de las losas de cubierta. Empleando lo indicado en el *apartado Factores y combinaciones de carga*, y la reducción de sobrecargas del apartado anterior tenemos que, para las comprobaciones a flexión compuesta de las pilas-pilote deben considerarse las cargas pésimas obtenidas de las siguientes combinaciones de acciones:

*Situación persistente:*

- a)  $1.4 (CP_{Losa\ de\ Cubierta} + CP_{Losa\ intermedia})$
- b)  $1.2 (CP_{Losa\ de\ Cubierta} + CP_{Losa\ intermedia}) + 1.6 (SC_{Losa\ de\ Cubierta} + SC_{Losa\ intermedia} * coef\ reducción)$

*Situación accidental de sismo*

- a)  $1.2(CP_{Losa\ de\ Cubierta} + CP_{Losa\ intermedia}) + 1.0\ SismoVertical_{Losa\ de\ Cubierta\_475} + 1.0\ SismoVertical_{Losa\ intermedia\_475} + 0.3\ SismoHorizontal_{Pila\_475} + SC_{Losa\ cubierta} + SC_{Losa\ intermedia}$
- b)  $1.2(CP_{Losa\ de\ Cubierta} + CP_{Losa\ intermedia}) + 0.3\ SismoVertical_{Losa\ de\ Cubierta\_475} + 0.3\ SismoVertical_{Losa\ intermedia\_475} + 1.0\ SismoHorizontal_{Pila\_475} + SC_{Losa\ cubierta} + SC_{Losa\ intermedia}$
- c)  $0.9(CP_{Losa\ de\ Cubierta} + CP_{Losa\ intermedia}) + 1.0\ SismoVertical_{Losa\ de\ Cubierta\_475} + 1.0\ SismoVertical_{Losa\ intermedia\_475} + 0.3\ SismoHorizontal_{Pila\_475}$
- d)  $0.9(CP_{Losa\ de\ Cubierta} + CP_{Losa\ intermedia}) + 0.3\ SismoVertical_{Losa\ de\ Cubierta\_475} + 0.3\ SismoVertical_{Losa\ intermedia\_475} + 1.0\ SismoHorizontal_{Pila\_475}$
- e)  $1.1(CP_{Losa\ de\ Cubierta} + CP_{Losa\ intermedia}) + 1.0\ SismoVertical_{Losa\ de\ Cubierta\_2500} + 1.0\ SismoVertical_{Losa\ intermedia\_2500} + 0.3\ SismoHorizontal_{Pila\_475} + 0.275\ SC_{Losa\ cubierta} + 0.275\ SC_{Losa\ intermedia}$
- f)  $1.1(CP_{Losa\ de\ Cubierta} + CP_{Losa\ intermedia}) + 0.3\ SismoVertical_{Losa\ de\ Cubierta\_2500} + 0.3\ SismoVertical_{Losa\ intermedia\_2500} + 1.0\ SismoHorizontal_{Pila\_475} + 0.275\ SC_{Losa\ cubierta} + 0.275\ SC_{Losa\ intermedia}$
- g)  $0.9(CP_{Losa\ de\ Cubierta} + CP_{Losa\ intermedia}) + 1.0\ SismoVertical_{Losa\ de\ Cubierta\_2500} + 1.0\ SismoVertical_{Losa\ intermedia\_2500} + 0.3\ SismoHorizontal_{Pila\_475} + 0.225\ SC_{Losa\ cubierta} + 0.225\ SC_{Losa\ intermedia}$
- h)  $0.9(CP_{Losa\ de\ Cubierta} + CP_{Losa\ intermedia}) + 0.3\ SismoVertical_{Losa\ de\ Cubierta\_2500} + 0.3\ SismoVertical_{Losa\ intermedia\_2500} + 1.0\ SismoHorizontal_{Pila\_475} + 0.225\ SC_{Losa\ cubierta} + 0.225\ SC_{Losa\ intermedia}$

*Situación accidental de incendio*

- a)  $(CP_{Losa\ de\ Cubierta} + CP_{Losa\ intermedia}) + 1.0 (SC_{Losa\ de\ Cubierta} + SC_{Losa\ intermedia} * coef\ reducción)$

**Acciones sísmicas horizontales en pila**

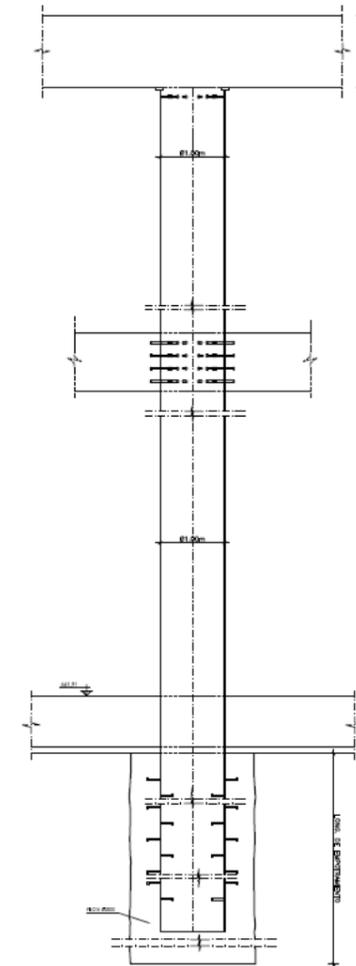
Las acciones debidas a la componente vertical del sismo se han obtenido como parte de las reacciones en los apoyos de los modelos empleados para el dimensionamiento de los forjados.

Para la obtención de los esfuerzos sísmicos, debidos a la componente horizontal del sismo, a considerar en el dimensionamiento de las pilas pilote se han empleado los resultados obtenidos del cálculo transversal de la estación frente a acciones sísmicas mediante la interacción terreno-estructura.

De estos resultados se han obtenido tanto los desplazamientos impuestos en los niveles de los forjados, que son considerados como excentricidad de la carga en la situación de sismo, como los propios momentos flectores que estos desplazamientos producen tanto en el fuste de la pila como en su pilote de cimentación.

**5.2.8.3. Descripción de la solución de pila circular**

Las pilas pilote mixtas circulares están formadas en su parte enterrada por un pilote. El fuste de la pila, situado en el interior de la estación, se compone de una sección mixta circular formada por una camisa tubular y un interior de hormigón armado.



En el apartado 10.14 Elementos compuestos sujetos a compresión de CPE-5.2\_Hormigón se indican los requisitos a seguir para el diseño de soportes mixtos.

Se indica que, para la evaluación de los efectos de la esbeltez, el radio de giro de la sección compuesta no debe ser mayor que el valor dado por:

$$r = \sqrt{\frac{[(E_c I_g / 5) + E_s I_t]}{[(E_c A_g / 5) + E_s A_t]}}$$

Donde:

$E_c$  = módulo de elasticidad del hormigón en, Mpa.

$I_g$  = inercia de la sección de hormigón, sin considerar el refuerzo, mm<sup>4</sup>.

$E_s$ =módulo de elasticidad del acero, Mpa.

$I_t$ = inercia del tubo estructural de la sección compuesta, mm<sup>4</sup>.

$A_g$ = área total de la sección, mm<sup>2</sup>.

$A_t$ = área del tubo estructural de la sección compuesta, mm<sup>2</sup>.

También indica dicho apartado que, para pilas con núcleo de hormigón embebido en acero estructural, el espesor del tubo de acero debe ser, para secciones circulares de diámetro  $h$ , mayor que:

$$h \sqrt{\frac{f_y}{8E_s}}$$

Donde:

$f_y$  = resistencia a la fluencia especificada del refuerzo, Mpa.

$E_s$ =módulo de elasticidad del acero, Mpa.

La losa de cubierta apoya directamente sobre las pilas y se coloca una chapa de testa en el extremo superior de la camisa, en forma de corona circular, que transmita a ésta su parte correspondiente de la carga de apoyo de la losa. La losa intermedia se ha conectado a las pilas mediante pernos conectores. La transmisión de la carga, que soporta la camisa metálica, al pilote de cimentación se realiza también mediante pernos conectores.

#### 5.2.8.4. Consideración de la esbeltez

En el apartado 10.11 Evaluación aproximada de los efectos de esbeltez de CPE-5.2\_Hormigón se indica que para el cálculo de de elementos a compresión, los efectos de esbeltez pueden despreciarse cuando:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_{1b}}{M_{2b}}$$

Donde:

$k$  = factor de longitud efectiva para elementos en compresión.

$l_u$  = longitud no soportada de un elemento en compresión.

$r$ = radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión

$M_{1b}$ = valor del menor momento de extremo mayorado de elementos sujetos a compresión, debido a las cargas, y que da como resultado un desplazamiento imperceptible, calculado por el análisis común de marco elástico. Es positivo si el elemento está flexionado con curvatura simple, y negativo si está flexionado con doble curvatura.

$M_{2b}$ = valor del mayor momento de extremo mayorado de elementos sujetos a compresión, debido a las cargas, y que da como resultado un desplazamiento imperceptible, calculado por el análisis común de marco elástico.

En el caso del dimensionamiento del fuste de las pilas-pilote consideramos que, del lado de la seguridad, se puede tomar a efectos de cálculo como longitud de pandeo ( $k^*l_u$ ) la longitud libre de la pila entre caras de losa y  $M_{1b}/M_{2b}=0$ .

Para tener en cuenta los efectos de segundo orden que puede producir la inestabilidad de la pila pilote, en aquellas pilas que lo requieran, se ha realizado un análisis *P-Delta*, de la pila con el que se obtenga una excentricidad adicional por inestabilidad (y por lo tanto un momento adicional de inestabilidad) que se suma al momento de cálculo en la comprobación de la sección del fuste de la pila a flexión compuesta. Como excentricidad accidental inicial a considerar en el análisis *P-Delta*, se considera  $L^*/350$ , siendo " $L^*$ " la longitud de pandeo.

#### 5.2.8.5. Comprobaciones de resistencia

Las comprobaciones resistentes realizadas en las secciones de las pilas pilote son:

##### **Comprobación de resistencia a flexión compuesta en fuste de pila**

El factor de reducción de la resistencia a compresión compuesta del fuste de la pila será  $\phi=0.75$ .

Dicha comprobación se realiza para los esfuerzos pésimos de las siguientes combinaciones:

*Combinación Persistente:* Se comprueba que la sección mixta de hormigón+ camisa de acero es capaz de soportar los esfuerzos de cálculo mayorados

*Combinación Accidental de Sismo:* Se comprueba que la sección mixta de hormigón+ camisa de acero es capaz de soportar los esfuerzos de cálculo mayorados

*Combinación Accidental de Incendio:* Se desprecia la contribución estructural de la camisa de acero, por considerar que puede verse afectada por la acción del fuego, y se

comprueba que únicamente la sección de hormigón del fuste es capaz de soportar por si sola los esfuerzos obtenidos en la combinación de cargas accidental de incendio

### **Comprobación de resistencia a flexión compuesta en pilote de cimentación**

El factor de reducción de la resistencia a compresión compuesta del pilote será  $\phi=0.75$ .

Dicha comprobación se realizará para los esfuerzos pésimos de las siguientes combinaciones:

*Combinación Persistente:* Se comprueba que la sección de hormigón del pilote es capaz de soportar los esfuerzos de cálculo mayorados

*Combinación Accidental de Sismo:* Se comprueba que la sección de hormigón del pilote es capaz de soportar los esfuerzos de cálculo mayorados

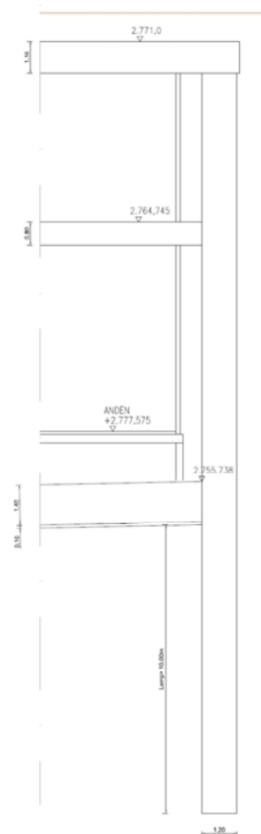
### **Cálculo de longitud de empotramiento del pilote**

El cálculo de la longitud de empotramiento del pilote para cada una de las estaciones se ha realizado siguiendo las indicaciones que recoge el correspondiente Anejo Geotécnico.

## **5.2.9. Pantallas de contorno**

### **5.2.9.1. Introducción**

Las pantallas de contorno se han diseñado como pantallas continuas de hormigón armado.



Las pantallas de contorno que serán atravesadas por la tuneladora a su paso por la estación se han armado con barras de fibra de vidrio (GFRP) en vez de con armadura convencional, para permitir el paso de la máquina a través de las mismas.

### **5.2.9.2. Acciones consideradas en el cálculo de las pantallas:**

#### **Empuje del terreno**

Para determinar las presiones del terreno sobre las pantallas se ha empleado el programa RIDO, que calcula el equilibrio elastoplástico de los muros pantalla con cualquier tipo de terreno. Para el cálculo de los distintos casos se han utilizado las siguientes premisas:

- Rozamiento terreno – pantalla  $\delta = \phi/3$  para empujes activos o pasivos.
- La unión cabeza de pantalla – losa de cubierta es rígida.
- Con nivel freático más alto, para el terreno bajo cota máxima de excavación, se considera densidad sumergida cuando la permeabilidad de esa capa-sustrato sea igual o superior a  $10^{-7}$  m/s. Para permeabilidades más reducidas la densidad del terreno en los cálculos es la saturada.

#### **Empuje lateral del agua del nivel freático**

Se considera como peso específico del agua intersticial  $\gamma_w=10$  kN/m<sup>3</sup>. Para el cálculo de los empujes en el trasdós de las pantallas se ha considerado un incremento de un metro de agua respecto a los valores establecidos en los informes geotécnicos. En todas las fases analizadas se ha considerado el empuje hidrostático del agua freática en trasdós e intradós. El nivel del agua en el intradós se considera “rebajado” a la misma cota que la excavación de cada fase, con presión nula en la superficie libre y distribución hidrostática. A fase final, una vez ejecutada la losa de fondo, se considera una restitución del nivel freático a su cota natural, produciéndose subpresiones bajo la solera.

#### **Empuje de la sobrecarga en el trasdós de la pantalla**

La sobrecarga de uso considerada en trasdós de pantallas, es una carga uniformemente repartida de valor 20 kN/m<sup>2</sup>. Este valor incluye tanto las cargas de tráfico, como las cargas de tránsito de la obra. En el caso de edificaciones situadas en las proximidades de las pantallas, se adoptan los siguientes valores de sobrecarga repartida:

- Para edificaciones de menos de 4 plantas se ha tomado 50kN/m<sup>2</sup>
- Para edificaciones de más de cuatro plantas se han tomado 5 kN/m<sup>2</sup> en planta de solera más 10 kN/m<sup>2</sup> por cada planta, considerando la cubierta como una planta adicional.

### Acciones sísmicas

Para la obtención de los esfuerzos en las pantallas debidos a las acciones sísmicas en dirección horizontal, se ha empleado el método paso a paso de interacción suelo estructura

#### Caracterización del sismo

Para el análisis sísmico la normativa de referencia es:

- Capítulo 2 y 3 de la NEC-11.
- Capítulo 12 del Código Ecuatoriano de la Construcción (CPE INEN 5).

El sismo de diseño es el terremoto con un período de retorno de 475 años. Se considera, por otro lado, que la obra a efectos de importancia de la estructura es “de ocupación especial”, de forma que tiene que permanecer operativa después de un sismo severo, que según la normativa, es el correspondiente a un terremoto con período de retorno de 2500 años.

Las pantallas serán han dimensionado utilizando unas aceleraciones máximas esperadas en roca obtenidas a partir de las curvas de peligro sísmico de NEC-11 para la ciudad de Quito, que resultan:

- Para el sismo de diseño, con un periodo de retorno de 475 años (probabilidad anual de excedencia de 0'002) -> PGA en roca 0'45 g
- Para el sismo de desempeño, con un periodo de retorno de 2500 años (probabilidad anual de excedencia de 0'0004) -> PGA en roca 0'70 g

Las fuerzas obtenidas a partir de estas curvas de peligro sísmico no deben multiplicarse por el factor de importancia I. Sin embargo los valores corresponden a aceleraciones en roca media (perfil de suelo tipo B), por lo que deben aplicarse los factores de amplificación dinámica para aceleraciones (Fa) que correspondan al terreno en cada sección a dimensionar. Estos factores vienen definidos en el apartado 2.5.4.8 de la NEC-11.

#### Método paso a paso. Interacción suelo-estructura

Para el cálculo de la interacción terreno estructura en dirección transversal frente a la acción sísmica se emplea el método paso a paso descrito en el capítulo 13 del *Manual de Túneles* de FHWA-NHI-09-010 de la *Federal Highway Administration* de EEUU.

Este método parte de la obtención de la deformación de campo libre que se obtiene del siguiente modo:

$$\gamma_{\max} = \frac{\tau_{\max}}{G_m}$$

$$\tau_{\max} = (\text{PGA}/g) \sigma_v R_d$$

$$\sigma_v = \gamma_t (H+D)$$

Donde:

$G_m$ =Módulo de rigidez transversal (kN/m<sup>2</sup>)

$\tau_{\max}$ = máxima tensión tangencial inducida por el sismo (kN/m<sup>2</sup>)

$\sigma_v$ = presión vertical en el terreno a cota inferior del túnel (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma_t$ = densidad del terreno (kN/m<sup>3</sup>)

H= altura de relleno de tierras sobre el túnel (m)

D=altura del túnel (m)

$R_d$ = Factor reductor dependiente de la profundidad, se puede estimar a partir de las siguientes expresiones:

$$R_d = 1.0 - 0.0076 \cdot Z \quad Z < 9.15 \text{ m}$$

$$R_d = 1.174 - 0.0267 \cdot Z \quad 9.15 > Z > 22.9 \text{ m}$$

$$R_d = 0.744 - 0.0080 \cdot Z \quad 22.9 > Z > 30.5 \text{ m}$$

$$R_d = 0.5 \quad 30.5 \text{ m} > Z$$

El proceso paso a paso a seguir para cada una de las secciones transversales según este método es:

- 1) Calcular la deformación de campo libre,  $\gamma_{\max}$ , según la siguiente expresión:

$$\Delta_{\text{free-field}} = H \cdot \gamma_{\max}$$

Donde:

H=altura de la estructura

- 2) Determinar la rigidez de “racking”,  $K_s$ , de la sección transversal de la estructura mediante el análisis estructural de un modelo de barras de la misma.
- 3) Determinar el coeficiente de flexibilidad,  $F_r$ , de la estructura según la siguiente expresión.

$$F_r = (G_m / K_s) \cdot (W/H)$$

Donde:

W= ancho de la estructura (m)

H= altura de relleno de tierras sobre el túnel (m)

$G_m$ =Módulo de rigidez transversal (kN/m<sup>2</sup>)

$K_S$ = rigidez de "racking" de la estructura (kN/m)

- 4) A partir del ratio de flexibilidad obtenido en el apartado anterior se obtiene el coeficiente de "racking",  $R_r$ , de la estructura. Este coeficiente es la relación entre la distorsión de la estructura embebida en el suelo,  $\Delta_s$ , y la distorsión del terreno en campo libre:

$$R_r = \Delta_s / \Delta_{free-field}$$

Los valores del coeficiente de racking se obtienen a partir de las expresiones de Wang (1993):

Para condición de no deslizamiento entre muro y terreno:

$$R_r = \frac{4(1 - \nu_m)F_r}{3 - 4\nu_m + F_r}$$

Para condición de deslizamiento entre muro y terreno:

$$R_r = \frac{4(1 - \nu_m)F_r}{2.5 - 3\nu_m + F_r}$$

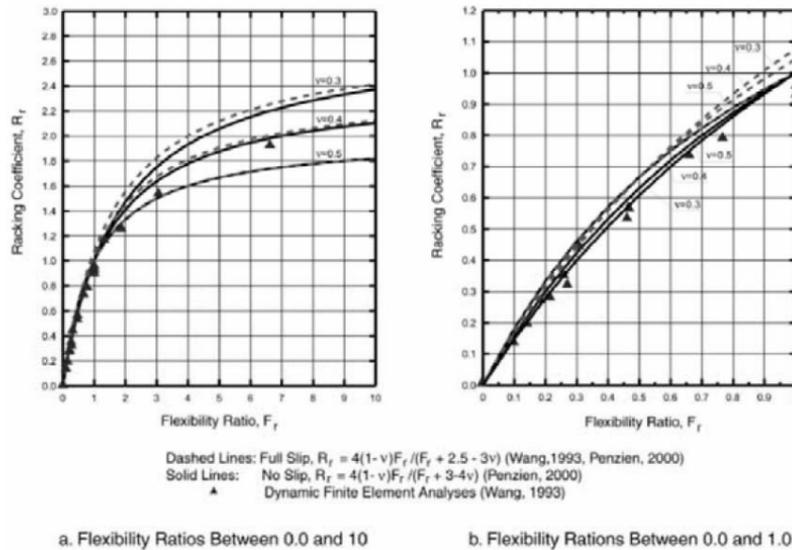
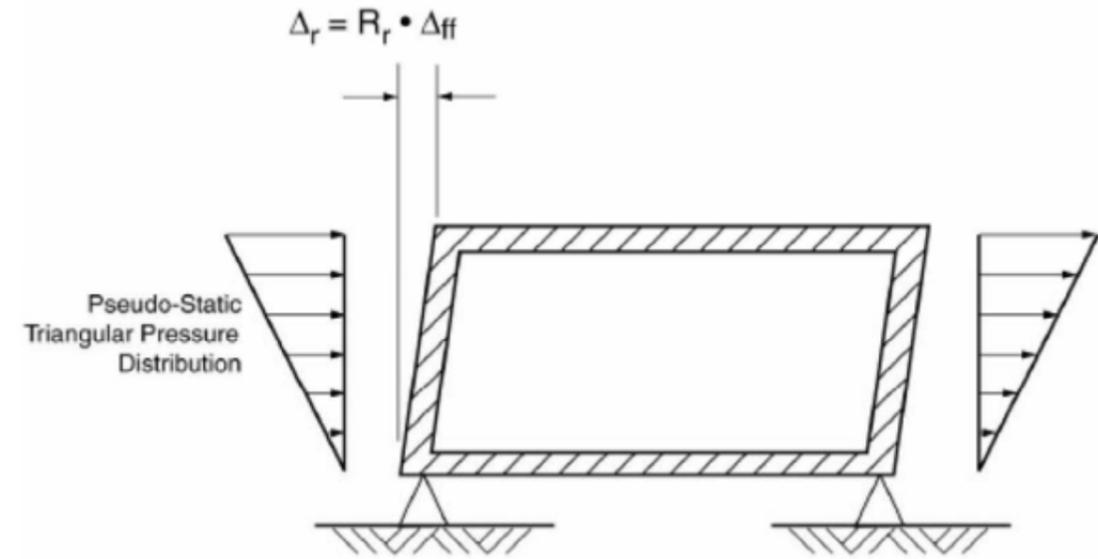


Figure 13-21 Racking Coefficient  $R_r$  for Rectangular Tunnels (MCEER-06-SP11, Modified from Wang, 1993, and Penzien, 2000)

- 5) Determinar la deformación de "racking",  $\Delta_s$ , de la estructura a partir de la siguiente expresión:

$$\Delta_s = R_r \cdot \Delta_{free-field}$$

- 6) La acción sísmica en términos de esfuerzos y deformaciones son calculados imponiendo  $\Delta_s$  en el pórtico de la estructura mediante una ley de presiones triangular del siguiente modo:



Los esfuerzos obtenidos de este cálculo, tanto en pantallas como en las pilas pilote, se emplearán en el cálculo de estos elementos como los esfuerzos debidos a la componente horizontal de acción sísmica de periodo de retorno de 475 años y de 2500 años.

Pantallas en voladizo

Para los casos de pantallas que no forman parte de un sistema aporticado se utilizará el sobreempuje obtenido por el método de Mononobe Okabe

**5.2.9.3. Comprobaciones de resistencia**

A continuación se recogen las combinaciones de acciones consideradas para obtener los esfuerzos de diseño y las comprobaciones resistentes realizadas

**Coeficientes de mayoración y combinación de acciones**

Empleando el diseño por resistencia que recoge el *Capítulo 1: Cargas y Materiales de la Norma Ecuatoriana de la Construcción*, para las comprobaciones a rotura de la losa de cubierta deben considerarse las siguientes combinaciones de acciones:

- 1) 1.6 H
- 2) 1.6 H +1.0E<sub>475</sub>
- 3) 1.1 H +1.0E<sub>2500</sub>

Donde:

H = Empujes en pantalla debidos al terreno, sobrecarga en trasdós y nivel freático

E = acción sísmica

Para las comprobaciones en servicio, donde no se consideran las situaciones sísmicas, la combinación de carga a considerar es:

- 1) 1.0 H

#### **Comprobación de resistencia a flexión**

Se ha realizado el dimensionamiento de la armadura de la losa siguiendo lo indicado en el apartado 5.2.3.2. del presente documento. El factor de reducción de la resistencia a flexión de la losa será  $\phi=0.90$ .

#### **Comprobación de resistencia a cortante**

Se ha realizado la comprobación a cortante de la losa siguiendo lo indicado en el apartado 5.2.3.2. del presente documento. El factor de reducción de la resistencia a cortante de la losa será  $\phi=0.75$ .

#### **Comprobación de losa frente a fisuración**

Se ha realizado la comprobación de fisuración de la losa siguiendo lo indicado en el apartado 5.2.3.5. del presente documento.

#### **Comprobación de losa frente a deformaciones**

Para limitar el riesgo de afección a las edificaciones o estructuras cercanas, en el dimensionamiento estructural de las pantallas se ha comprobado que el máximo desplazamiento horizontal no excede los siguientes valores:

- 12 mm en casos de pantallas próximas a edificios o estructuras (a menos de 10 m de distancia de la fachada).
- 20 mm para edificaciones o estructuras situadas entre 10 y 20 m de distancia.
- 30 mm para edificaciones o estructuras situadas a más de 20 m de distancia de la pantalla.

Los valores indicados se refieren a los primeros 10 m más superficiales, pudiendo incrementarse en 5mm, por cada 10 m de profundidad adicionales.

#### **5.2.9.4. Comprobaciones de esfuerzo pasivo movilizado**

El empotramiento de las pantallas de la estación se ha diseñado tal que, en las fases de cálculo no sísmicas, la razón pasivo movilizado/pasivo máximo no excederá el 75%.

Se ha admitido que esta relación alcance el 85% en situaciones transitorias de la construcción.

#### **5.2.9.5. Disposiciones especiales para el diseño sísmico**

Para detalles de armado en pantallas, en relación con la acción sísmica, la normativa de referencia seguida es la NEC-11 y el CPE INEN 5 (capítulo 21), de las que en caso de discrepancia se ha tomado la opción más desfavorable.

- Para el cálculo de la armadura transversal (cortante), no se considera resistente el cerco perimetral de la armadura del batache.
- Como armadura transversal se utilizarán cercos, no horquillas. Las patillas de los cercos estarán dobladas 135° alrededor de la armadura longitudinal de los baches, con una longitud de al menos 10 veces el diámetro del cerco.
- Se debe considerar armadura transversal adicional a la armadura de cortante, en zonas con posibilidad de convertirse en rótulas plásticas (zonas cercanas a la unión de la pantalla con losas y contrabóveda), que permita la formación de estas rótulas mediante confinamiento del hormigón por zunchado.

### **5.3. Trabajos desarrollados**

En los dieciséis apartados del Apéndice 4. Cálculos Justificativos de Estaciones, cada uno correspondiente a una de las estaciones, se recogen los procesos de cálculo empleados en el dimensionamiento de cada uno de los elementos estructurales perteneciente a cada una de las estaciones.

## 6. POZOS DE INTRODUCCIÓN Y EXTRACCIÓN DE TUNELADORAS

### 6.1. Descripción General.

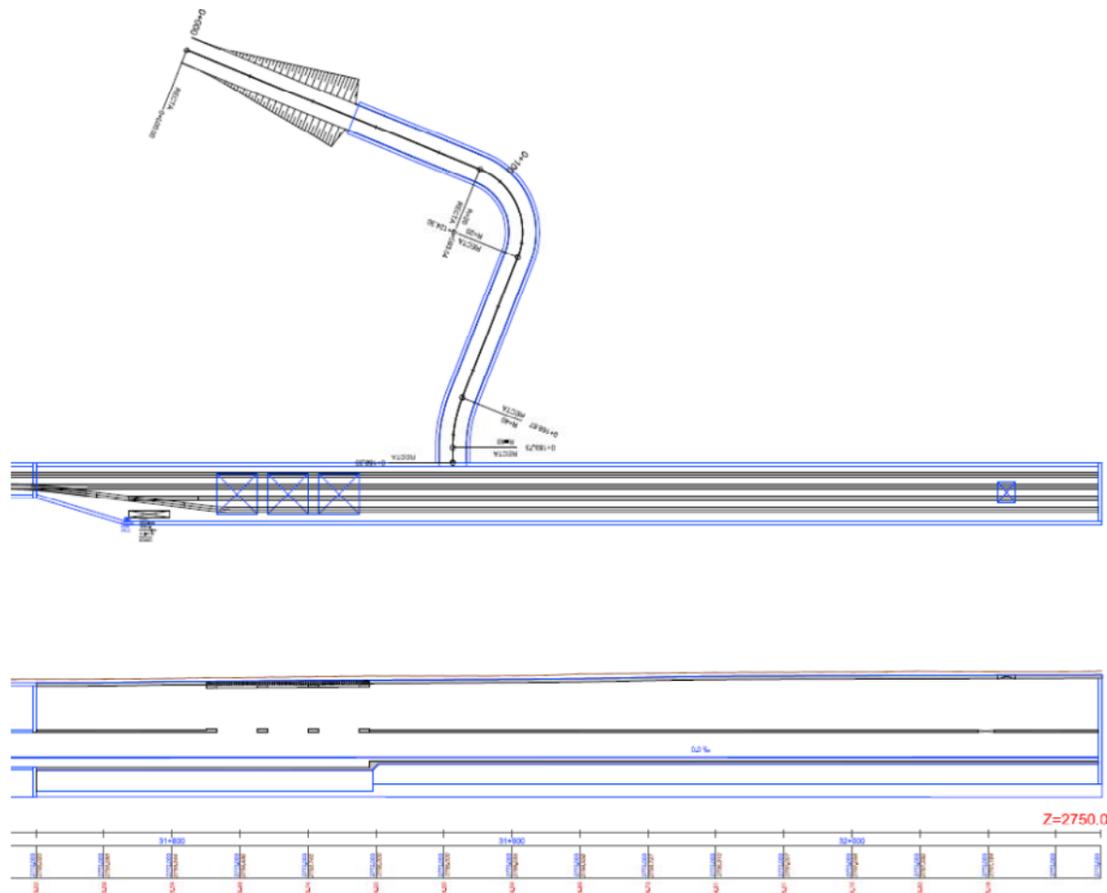
En el presente proyecto existe dos pozos, cuya función es la de introducción o extracción de la tuneladora. Estos pozos se sitúan en:

- Estación el Labrador.
- Pk 11+020, Avenida Rumichaca

A continuación se describen cada uno de los pozos.

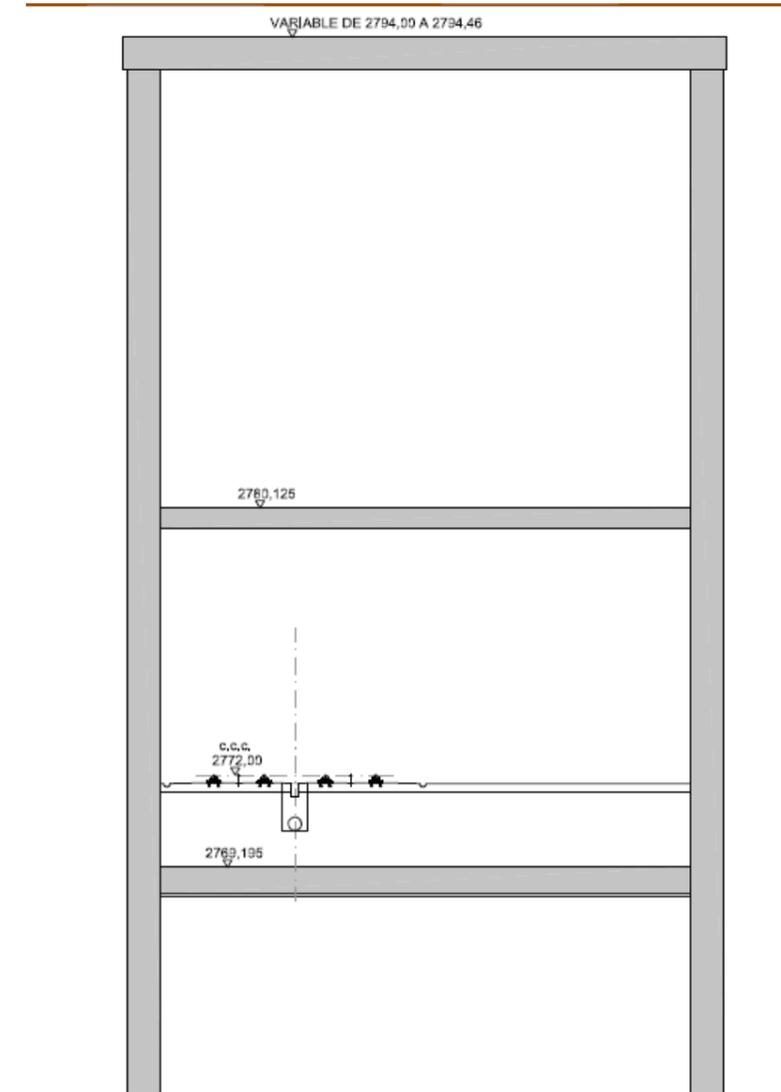
#### 6.1.1. Pozo de introducción de El Labrador

El objeto del presente apartado es la descripción de los distintos elementos que componen la estructura de la obra civil del túnel entre pantallas, que sirve a su vez como pozo de introducción de la tuneladora, de El Labrador, perteneciente a la futura Línea 1 de Metro de Quito.



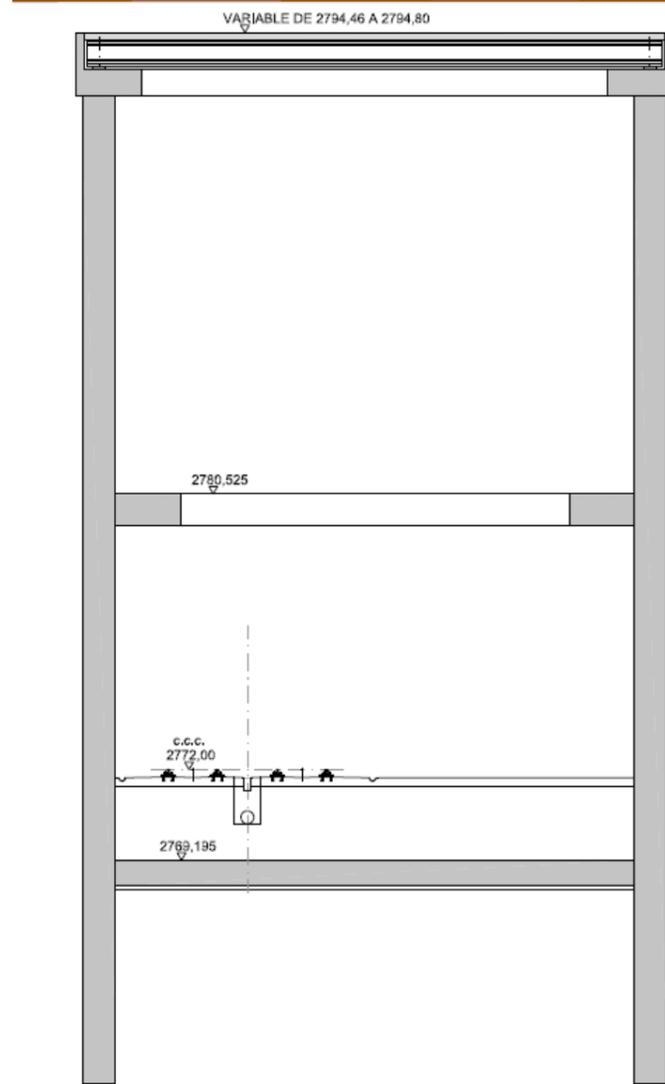
El túnel de fondo de saco de la tiene una longitud de 312.45 m y un ancho interior variable de de 8.15 m a 16.0 m.

La configuración estructural planteada para el túnel de fondo de saco entre pantallas cse realiza empleando el método *cut and cover* que utiliza pantallas continuas de hormigón como contención lateral el terreno y losas macizas de hormigón como forjados para soportar las cargas verticales, las losas actúan, a su vez, como puntales horizontales para las pantallas laterales. Las losas se apoyan verticalmente en las pantallas laterales.



En el tramo del túnel que sirve de pozo de introducción de la tuneladora se encuentra abierto en el nivel superior en fase provisional, sosteniéndose horizontalmente las pantallas mediante un nivel de estampidores en cabeza y un nivel de estampidores intermedio.

En la situación final la cubierta se cierra con un forjado de vigas prefabricadas:



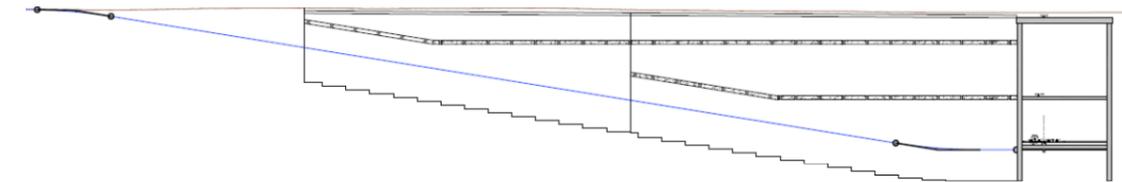
Los elementos estructurales que componen la estructura de la estación:

- Pantallas de contorno:* se resuelven mediante pantallas continuas de hormigón armado de 1.0m de espesor con empotramiento de 6.0 m.
- Losa de cubierta de túnel:* la losa se apoya verticalmente en las pantallas de contorno. La losa es maciza de hormigón y de espesor de 1.80 m y soporta las cargas del relleno de tierras y la sobrecarga de tráfico del vial.
- Losa de cubierta de zona de pozo de introducción de tuneladora:* el forjado se resuelve mediante un tablero de vigas prefabricadas de 0.80m de canto y una capa de compresión de 0.25m.
- Losa codal intermedia:* la losa codal se apoya verticalmente en las pantallas laterales. Tiene un espesor de 0.60 m.

-*Estampidores intermedios:* en la zona que sirve de pozo de introducción de la tuneladora la función de codal de las pantallas se resuelve mediante unos estampidores de hormigón en el nivel intermedio y en cabeza de pantallas

-*Contrabóveda:* la contrabóveda se resuelve mediante una losa maciza de 0.80 m de espesor apoyada sobre el terreno. La contrabóveda de la zona de pozo de introducción se encuentra 1.80m bajo la contrabóveda del resto del túnel de fondo de saco.

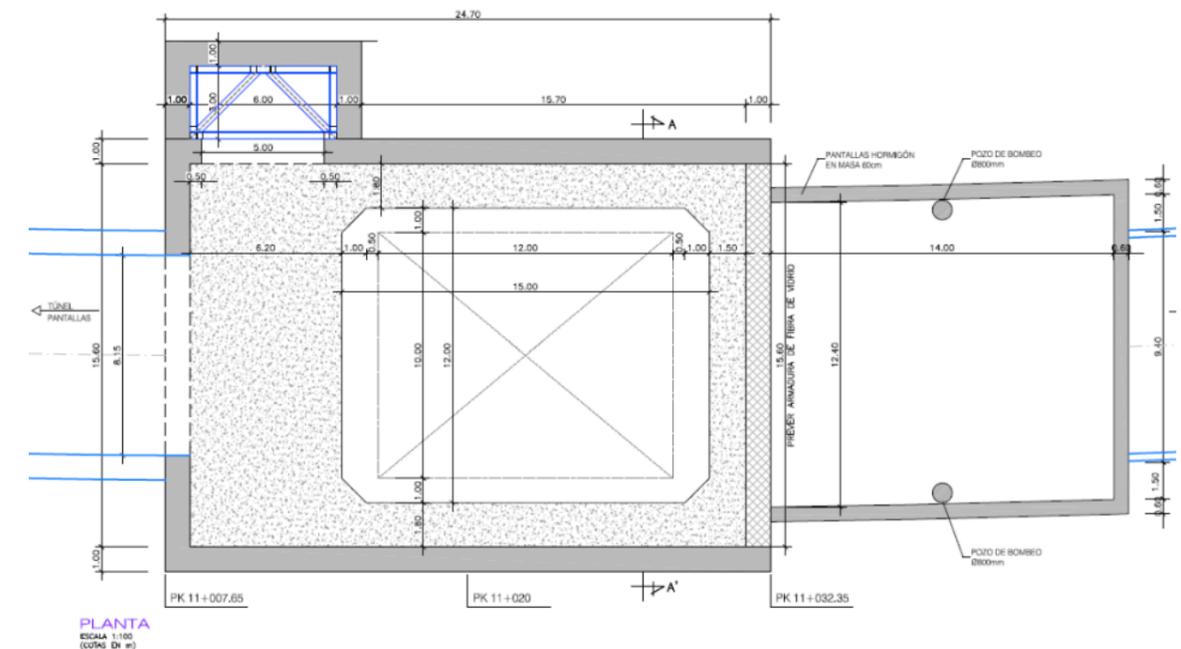
Este tramo de túnel se excava desde una rampa que se ejecuta entre pantallas y se rellena al finalizar la obra del túnel.

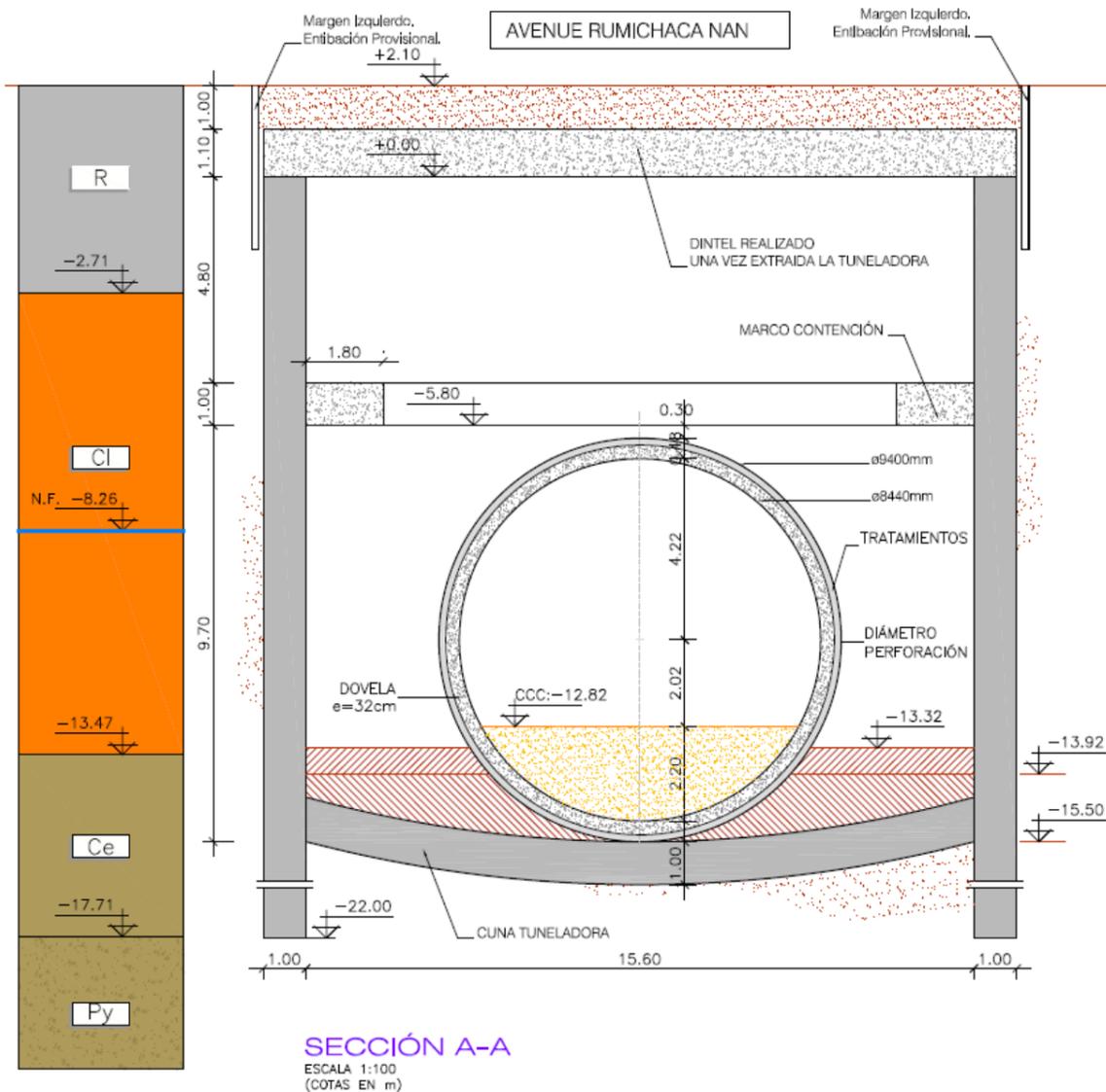


Una vez terminados los trabajos de la tuneladora, sobre la contrabóveda del pozo se situará el último pozo de bombeo de la línea.

### 6.1.2. Pozo Extracción Glorieta Rumichaca.

En el entorno del pk 11+020 se ubica el pozo de extracción de la tuneladora. Este está pensado como un recinto apantallado 24.70x17.60m (HxV), con un solo nivel de arriostramiento intermedio, materializado por medio de un marco.





Como se puede apreciar de la figura anterior, la losa de fondo, contrabóveda, tiene forma curva, siendo esta tangente a la clave del escudo de la tuneladora. Para configurar una zona estable, en la que la tuneladora se arrastre hasta alinearse con el hueco del marco, se debe rellenar hasta la cota -13.92 (cota relativa) de hormigón en masa.

Es necesario, tener en consideración que el panelado de pantallas frontales, que están en contacto con el corralito, se deben armar con fibra de vidrio, para poder realizar un "mordida" más limpia y fácil.

Una vez extraída la tuneladora se procederá, por medio de cimbras, a ejecutar la losa de cubierta del pozo.

La extracción de tierras se realiza por el acceso que este pozo posee desde pk menos, es decir, desde el túnel de línea.

## 6.2. Criterios de Diseño y Dimensionamiento.

### 6.2.1. Normativa.

Para la elaboración del proyecto de estructuras de los túneles entre pantallas se emplearán las normas y las recomendaciones enumeradas a continuación.

#### 6.2.1.1. Normativa Ecuatoriana

Norma	Título
NEC-11	Norma Ecuatoriana De La Construcción
CPE INEN 5	Código de Práctica Ecuatoriano – Instituto Ecuatoriano de Normalización
Parte 1:2001	Requisitos generales de diseño
Parte 1-12:2001	Requisitos generales de diseño: peligro sísmico, espectros de diseño y requisitos mínimos de cálculos para diseño sismo-resistente.
Parte 2:1993	Requisitos de diseño del hormigón armado
MOP 001 F-2002	Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11) es el conjunto de normativas que regulan la construcción de edificios en Ecuador. En la NEC-11 se establecen los requisitos básicos de seguridad y diseño estructural de construcciones sismo-resistentes.

#### 6.2.1.2. Normativa Internacional de aplicación en Ecuador

Norma	Título
AASHTO LRFD	Bridge design specification
ACI 201.2R-01	Guía para la durabilidad del hormigón
ACI 216.1-97	Método normalizado para determinar la resistencia al fuego de las construcciones de hormigón y mampostería
ACI 224R-01	Control de abertura de fisuras en estructuras de hormigón armado

Norma	Título
ACI 318S-08	Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318-08) y comentarios
ACI 355.1R-91	Informe sobre el estado del arte de los anclajes en hormigón
ACI 355.2-01	Evaluación del comportamiento de los anclajes mecánicos para instalar en hormigón endurecido
AWS	American Welding Society
ASTM	American Society for Testing and Materials

Para los ensayos de materiales de construcción se considerarán las normativas americanas ASTM.

Las AWS son las normas de referencia para procedimientos, evaluaciones y técnicas de soldadura de los aceros empleados en las estructuras.

### 6.2.1.3. Literatura de referencia para el diseño sísmico de estructuras enterradas

En el diseño sísmico de los túneles entre pantallas se consideraran las recomendaciones de la siguiente monografía reconocida a nivel internacional como referencia para la aplicación del método del campo libre en estructuras enterradas:

***Seismic Design of Tunnels, Parsons Brinckerhoff Monograph, Wang, J.N. (1993).***

### 6.2.1.4. Normativa Internacional de referencia para el proyecto

Otras Normativas que serán de aplicación por su relevancia a nivel internacional a modo de complemento de la ecuatoriana son las siguientes.

Norma	Título
Eurocódigo 1	Acciones en estructuras.
Eurocódigo 2	Proyecto de estructuras de hormigón.
Eurocódigo 8	Disposiciones para el proyecto de estructuras sismo-resistentes.
FHWA-NHI-09-010	Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels
IAPF 11	Instrucciones de acciones a considerar en puentes de ferrocarril
CEB-FIP	Código modelo CEB-FIP para hormigón estructural

## 6.2.2. Materiales.

Los materiales utilizados deben cumplir con las especificaciones del capítulo 1 de la NEC-11.

### 6.2.2.1. Hormigón

Las principales propiedades del hormigón desde el punto de vista del cálculo estructural son la resistencia a compresión y el modulo de Young.

De acuerdo con el capítulo 4 de la CPE INEN 5 Parte 2 y con la ACI 318S-08, el hormigón se clasifica por su resistencia especificada a la compresión  $f_c'$ , que se basa en ensayos de probetas cilíndricas de hormigón a los 28 días.

En conformidad con el apartado 1.2.5 de la NEC-11, se considerará el empleo de dos módulos de elasticidad del hormigón según el tipo de comprobación estructural:

- Comprobación de niveles de servicio (deflexiones, fisuración):  $E_c = 1.15 * \sqrt[3]{E_a * \sqrt{f_c'}}$

- Comprobación del desempeño sísmico:  $E_c = 4.7 * \sqrt{f_c'}$

La primera formulación depende del modulo de elasticidad del agregado  $E_a$ , que, en la provincia de Pichincha, podría ser basalto procedente de Pifo ( $E_a = 27.2$  GPa) según recomendación de la Tabla 1.12 en la NEC-11.

A continuación y a modo de tabla, se recogen los valores de diseño para los diferentes hormigones, y elemento estructural.

Elemento	$C_b$ (cm)	$f_c'$ (Mpa)	$E_{c.serv}$ (Mpa)	$E_{c.Sismo}$ (Mpa)
Pantallas	7	30	18942.97	25742.96
Pilotes	7	30	18942.97	25742.96
Fuste de Pilas-Pilote	3	40	21873.46	29725.41
Losas y Vigas	5	30	18942.97	25742.96
Pilares	5	30	18942.97	25742.96
Soleras y Contrabóvedas	7	30	18942.97	25742.96
Solera de Deslizamiento	3	30	18942.97	25742.96
Plantilla	-	15	-	-

Para conseguir una durabilidad adecuada del hormigón se deben cumplir unas condiciones relativas al tipo de cemento, a la máxima relación agua/cemento y mínimo contenido de

cemento, que vienen dadas en las normativas de referencia ecuatoriana en función del tipo de ambiente al que va a estar sometido el hormigón.

Las categorías y las clases de exposición ambiental de cada componente estructural en hormigón armado se asignarán de acuerdo con la Tabla 1.7 en el apartado 1.2.4 de la NEC-11 "Requisitos de durabilidad del hormigón".

Tabla 1.7. Categorías y clases de exposición

Categorías	Severidad	Clase	Condición	
F Congelación y deshielo	No existe	F0	Hormigón no expuesto a ciclos de congelación y deshielo.	
	Moderada	F1	Hormigón expuesto a ciclos de congelación, deshielo y exposición ocasional a la humedad.	
	Severa	F2	Hormigón expuesto a ciclos de congelación, deshielo y en contacto continuo con la humedad.	
	Muy severa	F3	Hormigón expuesto a ciclos de congelación, deshielo y que esté en contacto continuo con la humedad y expuesto a productos químicos para descongelar.	
S Sulfato			<b>Sulfatos solubles en agua (SO<sub>4</sub>) en el suelo, % en masa</b>	<b>Sulfato (SO<sub>4</sub>) disuelto en agua, ppm</b>
	No aplicable	S0	SO <sub>4</sub> <0.1	SO <sub>4</sub> <150
	Moderada	S1	0.1≤SO <sub>4</sub> <0.2	150≤SO <sub>4</sub> <1500 agua marina
	Severa	S2	0.2≤SO <sub>4</sub> ≤2.0	1,500≤SO <sub>4</sub> ≤10,000
	Muy severa	S3	SO <sub>4</sub> >2.0	SO <sub>4</sub> >10,000
P Requiere baja permeabilidad	No aplicable	P0	En contacto con el agua donde no se requiere baja permeabilidad	
	Requerida	P1	En contacto con el agua donde se requiere baja permeabilidad	
C Protección del refuerzo contra la corrosión	No aplicable	C0	Hormigón seco o protegido contra la humedad	
	Moderada	C1	Hormigón expuesto a la humedad, pero no a una fuente externa de cloruros	
	Severa	C2	Hormigón expuesto a la humedad y a una fuente externa de cloruros provenientes de productos químicos para descongelar: sal, agua salobre, agua de mar o salpicaduras del mismo origen	

A continuación se introducen algunos de los principales parámetros de cálculo del hormigón:

- Peso específico: 25 KN/m<sup>3</sup>
- Resistencia especificada a la compresión:  $f_c$
- Deformación unitaria última : 0.3 %
- Coeficiente de dilatación térmica:  $\alpha = 1,08 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- Coeficiente de Poisson:  $\nu = 0.20$

### 6.2.2.2. Acero de armar.

En conformidad con las normas ASTM A615M y NTE INEN 102, se empleará un acero para armar con las siguientes características mecánicas:

- Designación NTE INEN 102 grado A42
- Designación ASTM A615M grado 60
- Límite elástico a tracción (fluencia mínima) 420 MPa
- Resistencia última a tracción (fluencia máxima) 550 MPa

A continuación se indican los parámetros de cálculo del acero:

- Peso específico: 78.50 KN/m<sup>3</sup>
- Módulo de elasticidad del acero  $E_s = 200000 \text{ MPa}$
- Resistencia especificada a la fluencia  $f_y = 420 \text{ MPa}$
- Coeficiente de dilatación térmica:  $\alpha = 1,20 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- Coeficiente de Poisson:  $\nu = 0.30$
- La longitud normal de las barras a considerar será de 12m.

Se emplearán en el diseño de los distintos elementos en hormigón armado los siguientes diámetros de varilla: 8, 10, 12,, 16, 20, 25, 32 mm.

### 6.2.2.3. Acero estructural.

En el diseño de los túneles entre pantallas se emplearán los siguientes elementos en acero estructural: puntales provisionales y vigas de atado, en el caso que sean necesarios.

Las normas ecuatorianas específicas para los perfiles y tubos de acero estructural son NTE INEN 2215 y 2222. De todos los tipos de acero que recogen estas normas consideramos recomendable fijar como grado del acero a emplear E 275 y, en casos excepcionales en los que sea necesario, E 355.

Se atenderá a los requisitos mecánicos recogidos en las citadas normas.

El módulo de elasticidad del acero estructural es de  $E_s=200.000 \text{ MPa}$ .

### 6.2.3. Acciones de Cálculo.

Para el diseño de las estructuras, se considerarán las hipótesis de carga a continuación.

#### 6.2.3.1. Acciones permanentes (D).

Se refiere a los pesos de los elementos que constituyen la obra, y se supone que actúan en todo momento, siendo constante en magnitud y posición.

##### Peso propio de las estructuras (D1).

Corresponde generalmente a los elementos estructurales, calculados a partir de su sección bruta, y multiplicados por el peso específico del material, de acuerdo con el apartado 1.1.2.1.1 de la NEC-11. Entre ellos:

- Peso específico del acero estructural: 78.5 KN/m<sup>3</sup>.
- Peso específico del hormigón armado: 25.0 KN/m<sup>3</sup>.
- Peso específico del hormigón sin refuerzo: 24.0 KN/m<sup>3</sup>.

##### Cargas muertas (D2).

Se estiman uniformemente repartidas en planta y en alzado, en elementos tales como la losa de cubierta, la placa en hormigón armado que constituye la plataforma de la línea del metro y el revestimiento interior de las pantallas laterales.

Para el cálculo de los pesos propios no-estructurales se utilizará la tabla de pesos de materiales en el apartado 1.1.2.1.1 de la NEC-11. Entre ellos:

- Peso específico del hormigón en masa: 24.0 KN/m<sup>3</sup>.
- Peso específico de materiales granulares: 20.0 KN/m<sup>3</sup>.
- Peso específico del material de relleno sobre la cubierta 20.0 KN/m<sup>3</sup>.

La altura del relleno de tierras que yace por encima de la losa superior del metro varía a lo largo de la línea del metro, con un límite máximo de 1.00m. Metro Madrid recomienda la adopción de una sobrecarga mínima en cubierta de 30 KN/m<sup>2</sup>, que corresponde a 1.50m de relleno.

A los efectos de estabilidad frente al estado límite de flotabilidad se considerará un peso específico de relleno en cubierta de 18.0 KN/m<sup>3</sup>.

También se consideran como cargas muertas las asociadas a:

- Los rellenos de hormigón en masa sobre las contrabóvedas. Rellenos que se usan para alcanzar la cota de acabado de estructuras en el túnel.

##### Carga por presión lateral del suelo (H).

Corresponde a los empujes del suelo que actúan sobre las pantallas laterales. Para determinar las presiones del terreno sobre las pantallas se utilizará el programa RIDO, que calcula el equilibrio elasto-plástico de los muros pantalla con cualquier tipo de terreno.

Para el cálculo de los distintos casos se utilizarán las siguientes premisas:

- Rozamiento terreno–pantalla  $\delta = \phi/3$  para empujes activos o pasivos.
- La unión cabeza de pantalla – losa de cubierta será empotrada.

##### Efectos del nivel freático (F).

Corresponde a las siguientes dos acciones:

- Empujes horizontales sobre las pantallas por parte del agua intersticial en el suelo.
- Sub-presión vertical que se produce cuando el nivel freático es más alto que la cota de la cara inferior de la losa inferior (o contra-bóveda) del túnel de línea. Este último se calcula multiplicando el peso específico del agua ( $\gamma_w=10$  kN/m<sup>3</sup>) por la diferencia de los dos niveles.

El nivel freático de cálculo tendrá en cuenta las fluctuaciones dependientes de las características del terreno y de las variables climáticas. De todas formas se considerará una variación máxima de  $\Delta H = 1.00$ m respecto al valor detectado por los ensayos.

##### Cargas por efectos acumulados de variación de temperatura (T1).

Las siguientes cargas se consideraran como variaciones equivalentes de temperatura:

- Variación uniforme de temperatura.
- Retracción del hormigón.
- Fluencia del hormigón

Se recomienda de adoptar procedimientos constructivos que minimicen los efectos de la retracción del hormigón, visto su desarrollo inmediato en las fases de construcción.

El empleo de juntas de dilatación en la losa de cubierta y en la losa inferior y la separación entre juntas, se evaluará considerando la geometría y las tipologías estructurales adoptadas para los tramos sucesivos de túneles de la línea del metro.

##### Variación uniforme de temperatura (T1.1).

Hasta la fecha de hoy, en la ciudad de Quito se han registrado los siguientes valores extremos de temperatura:

- Valor máximo de la temperatura del aire: TMAX = 32°C
- Valor mínimo de la temperatura del aire: TMIN = 0 °C

##### Retracción y fluencia (T1.2).

Los efectos diferidos del hormigón tales como la retracción y la fluencia se determinarán en conformidad con las normativas americanas ACI 318-08 y AASHTO LRFD.

La humedad relativa media anual en Quito corresponde al 75%.

### **Asientos diferenciales (T2).**

La magnitud de los asientos que se manifiestan por debajo de las estructuras de cimentación depende de la rigidez de estas y de la compresibilidad de los suelos subyacentes. El control de los asientos ejerce un rol fundamental en la prevención de variaciones geométricas excesivas de la estructura.

Unos asientos uniformes pueden causar problemas geométricos pero no suelen generar esfuerzos adicionales en las estructuras; en cambio los asientos diferenciales y las distorsiones angulares, pueden suponer concentraciones de esfuerzos excesivos en las estructuras.

En ambos casos es necesario limitar la magnitud de los desplazamientos dentro de los siguientes límites:

- Desplazamientos en el corto plazo → 5 mm
- Desplazamientos en el largo plazo → 10 mm

### **Sobrecargas de uso (L).**

Las sobrecargas de uso dependen de la ocupación a la que están destinados los espacios, y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras.

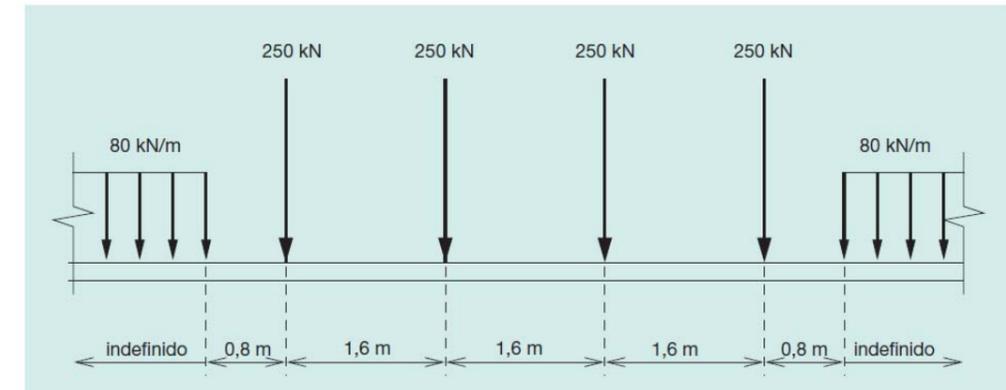
En el caso de los túneles entre pantallas del metro de Quito se considerarán las dos siguientes sobrecargas:

- **Sobrecargas de uso de la doble vía del metro de Quito.**
- **Sobrecargas de tráfico vehicular en la cubierta.**
- **Sobrecargas Puntuales para el arrastre de la tuneladora. Se evalúa en dos cargas de 45ton/ml, en una longitud de 9,00m (Longitud de la tuneladora. Peso de Tuneladora 800Ton.**
- **Sobrecarga del metro en plataforma (L)**

La carga estática producida por el peso de los vehículos del metro sobre un vía se asimilará a la del tren UIC71, en conformidad con la instrucción IAPF07.

En los modelos de cálculo, se considerará la actuación de 4 ejes de 250 kN cada uno separados longitudinalmente entre sí 1,60 m y una sobrecarga uniforme de 80 kN/m extendida en la longitud y posición más desfavorable.

Esta sobrecarga se podrá extender en cualquier posición a ambos lados de los ejes mencionados anteriormente, salvo en los 6,40 m ocupados por estos. La disposición de las cargas y los valores característicos de las cargas verticales se toman como se indica en la siguiente figura.



Por lo tanto se puede asumir que este sea el tren de diseño de la losa inferior y de las contra-bóvedas de los túneles entre pantallas. En ambos casos se considerará un coeficiente de impacto unitario.

Todas las sobrecargas de tráfico deben mayorarse por el coeficiente de clasificación  $\gamma=1,21$ .

### **Sobrecargas de tráfico vehicular en cubierta (Lr).**

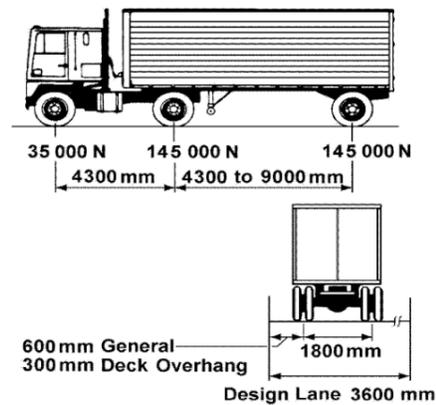
Para el diseño de la losa de cubierta de los túneles entre pantallas se adoptarán las siguientes dos hipótesis de cargas de tráfico vehicular:

#### **HIPÓTESIS 1 → VEHICULO PESADO HS-MOP.**

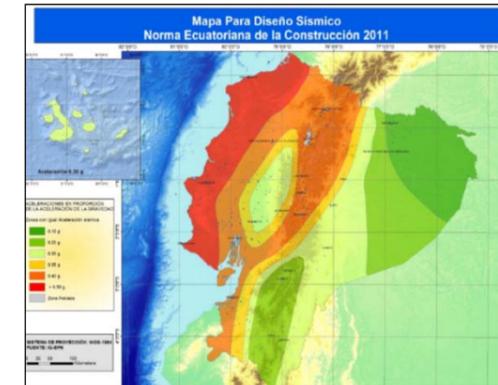
El Ministerio de Transporte y Obras Públicas de Ecuador recomienda la aplicación de un camión semirremolque HS-MOP, con una carga por ruedas de 2,5 t en el eje delantero y 10,0 t en los ejes intermedio y trasero, dando un peso total de 45,0 t. La separación entre ejes es de 4,20 m en sentido longitudinal y 1,80 m en sentido transversal.

#### **HIPÓTESIS 2 → VEHICULO PESADO HL-93 + SOBRECARGA REPARTIDA.**

El tren de cargas de la normativa americana AASHTO LFRD, consiste en la aplicación del vehículo pesado HL-93 descrito en la figura de abajo (apartado 3.6.1.2.2.), y una sobrecarga lineal uniforme de 9.5 kN/m (apartado 3.6.1.2.4.), que se puede repartir transversalmente en un ancho de 3m. El número de carriles a considerar según la AASHTO LFRD corresponde a la parte entera del ratio  $W/3600$ , donde  $W$  es el ancho en mm de la estructura de cubierta. La solicitación pésima se obtendrá considerando las posibles combinaciones de carriles cargados, multiplicando el conjunto de cargas por los factores de presencia múltiple indicados en la Tabla 3.6.1.1.2-1 de la AASHTO LFRD.



Número de vías cargadas	Factores de presencia múltiple
1	1.20
2	1.00
3	0.85
> 3	0.65



Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño; valor del factor Z

Zona Sísmica. Z	I	II	III	IV	V	VI
Aceleración sísmica máxima. $a_{MAX}$	0,15-g	0,25-g	0,30-g	0,35-g	0,40-g	$\geq 0,50-g$
Caracterización de la acción sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Las solicitaciones que se consideran son las mayores obtenidas entre el camión HS-MOP y el tren de cargas AASHTO LFRD.

Para el cálculo de las pantallas perimetrales, se considerará una sobrecarga uniforme de tráfico de 20 KN/m<sup>2</sup> sobre los terraplenes laterales.

Se suponen despreciables los efectos dinámicos de un tráfico vehicular de tipo urbano sobre una cubierta materializada por una losa maciza con un recubrimiento de mínimo 1m; por lo tanto no se utilizará amplificaran por un coeficiente de impacto dinámico.

**Sobrecargas en fases constructivas (CL)**

Se estudiará la evolución de las acciones que actúen en cada una de las fases constructivas, y de sus efectos en las estructuras de los túneles entre pantallas.

En todas las fases constructivas se adoptará una sobrecarga variable uniformemente repartida de 20 KN/m<sup>2</sup>.

**Carga del sismo (E).**

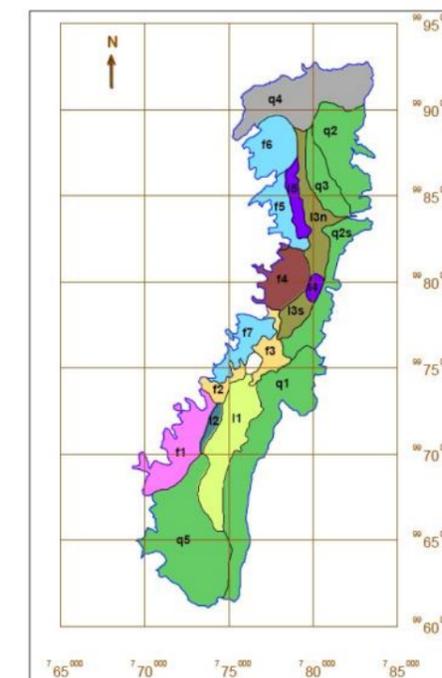
La ciudad de Quito se ubica en un contexto de tectónica activa debido a la subducción de la placa de Nazca bajo la placa Suramericana. Se trata de una zona de compresión N80E con presencia de fallas activas que confieren a la ciudad un alto potencial sísmico.

Los capítulos 2 y 3 de la NEC-11 representan la normativa de referencia para el diseño y la evaluación de la vulnerabilidad sísmicas de las estructuras en Ecuador.

Tal y como reflejado en la NEC-11, el riesgo sísmico existente en la ciudad de Quito es de los más elevados en Ecuador.

De hecho, la ciudad de Quito se localiza dentro de la zona Z=V del Mapa de Zonas Sísmicas de Ecuador (Figura 2.1 en Cap. 2 – NEC-11), cuya aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño es de  $a_{MAX} = 0.40-g$ .

Esta elevada aceleración sísmica viene amplificada por la mala calidad de los suelos existentes, especialmente en el sector Norte de la ciudad. En este sentido, durante las últimas décadas se han realizado en la ciudad de Quito distintas clasificaciones de los suelos en función de su riesgo sísmico, tales como se muestra en los 2 siguientes mapas elaborados por EPN et al. (1994) y Valverde et al. (2002).



Zonas de suelos en la ciudad de Quito. EPN et al (1994).

Los materiales señalados con la letra q corresponden a cenizas volcánicas con formaciones de tobas (cangahua) presentes en el lado Este de la ciudad de Quito. Los materiales señalados con la letra l corresponden a depósitos lacustres pertenecientes a la antigua laguna cuaternaria instalada al Sur, Centro y Norte de la ciudad de Quito, donde se asienta la mayor población de la ciudad. Los materiales señalados con la letra f corresponden a depósitos aluvio-columiales, tales como conos de deyección procedentes de los flancos orientales del Pichincha. Finalmente, el sector no nombrado con ninguna letra y de color blanco corresponde al domo del Panecillo, correspondiente a un edificio volcánico constituido por lavas y piroclastos soldados.

De modo concreto, el trazado de la Línea 1 de Metro afectará fundamentalmente a las unidades l3n, f4, l3s, f3 y l1.

En la tabla 2.3 de la NEC-11 se definen 6 tipos de perfiles de suelo, que determinarán la forma del espectro elástico de diseño. La definición de los parámetros geotécnicos necesarios para la clasificación del suelo se realizará en el informe geotécnico, en conformidad con los párrafos de 2.5.4.6 y 2.5.4.9 de la NEC-11.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s $> \bar{V}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760$ m/s $> \bar{V}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50.0$ $\bar{S}_u \geq 100$ KPa ( $\approx 1$ kgf/cm <sup>2</sup> )
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360$ m/s $> \bar{V}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100$ kPa ( $\approx 1$ kgf/cm <sup>2</sup> ) $> \bar{S}_u \geq 50$ kPa ( $\approx 0.5$ kgf/cm <sup>2</sup> )
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\bar{V}_s < 180$ m/s
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $\bar{S}_u < 50$ kPa ( $\approx 0.50$ kgf/cm <sup>2</sup> )
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.9). Se contemplan las siguientes subclases: <b>F1</b> —Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. <b>F2</b> —Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). <b>F3</b> —Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75) <b>F4</b> —Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m) <b>F5</b> —Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte. <b>F6</b> —Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Espectro elástico de diseño en aceleraciones

Según indica el capítulo 2 de la NEC-11 “Peligro sísmico y requisitos mínimos de cálculo para diseño sismo-resistente”, el sismo de diseño es aquel que tiene una probabilidad de presentarse del 10% en 50 años, lo que corresponde a un periodo de retorno de 475 años.

El espectro de respuesta elástico de diseño en aceleraciones se expresa como fracción de la aceleración de la gravedad Sa, así como indicado en la Figura 2.3 de la NEC-11 y obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 0.05.

El coeficiente Sa depende del factor de zona sísmica (factor Z), del tipo de suelo en el sitio de emplazamiento de la estructura, y de los factores Fa, Fd y Fs en las Tablas 2.5, 2.6 y 2.7 de la NEC-11. Adicionalmente se amplificará la aceleración del sismo de diseño por un **factor de importancia I = 1,30**, por ser los túneles entre pantallas “edificios” de ocupación especial.

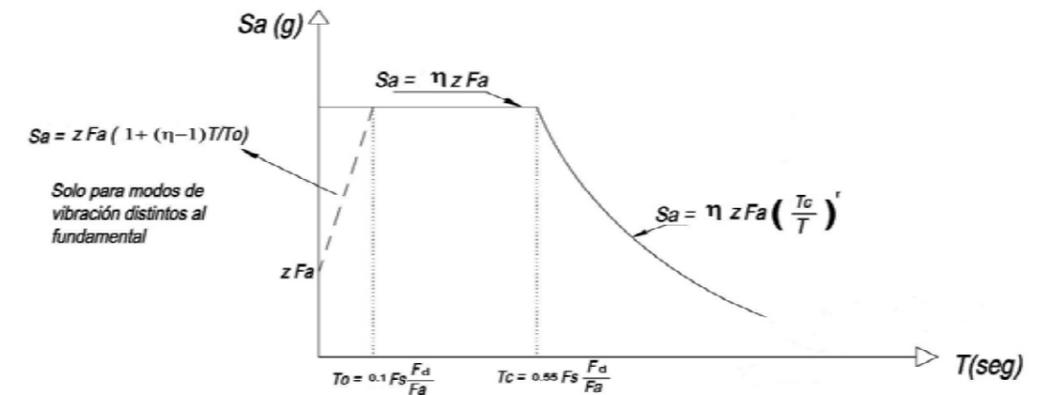


Figura 2.3 de NEC-11 → Espectro sísmico elástico de aceleraciones

Tabla 2.5. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.15
E		1.8	1.5	1.4	1.28	1.15	1.05
F		ver nota					

Tabla 2.6. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D		1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F		ver nota					

**Tabla 2.7. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo  $F_s$**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	I	II	III	IV	V	VI
		0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C		1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D		1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F		ver nota					

Nota: Para los suelos tipo F no se proporcionan valores de  $F_a$ ,  $F_d$  ni de  $F_s$ , debido a que requieren un estudio especial conforme lo estipula la sección 2.5.4.9.

Las ecuaciones que definen la ley son:

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ para } T > T_c$$

Donde:

Exponente r, dependiente del tipo de suelo:

- $r=1.0$ , para los suelos A, B o C ;
- $r=1.5$ , para los suelos D o E.

Factor  $\eta = S_a/Z$  de amplificación espectral regional:

- $\eta = 2.48$ , en las provincias de la Sierra (como Pichincha).

Los límites para el periodo de vibración  $T_C$  y  $T_L$  se obtienen de las siguientes expresiones:

$$T_C = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}; \quad T_L = 2.4 F_d$$

No obstante, para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de  $T_L$  se limitaran a un valor máximo de 4 segundos.

Para análisis dinámico y, únicamente para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo fundamental, el valor de  $S_a$  debe evaluarse mediante la siguiente expresión, para valores de periodo de vibración menores a  $T_0$ :

$$S_a = Z F_a \left(1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0}\right) \text{ para } T \leq T_0$$

$$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Si de estudios de microzonificación sísmica del suelo de Quito (secciones 2.5.4.1, 2.5.4.9.1 y 2.5.4.9.2 del NEC-11), se establecen valores de  $F_a$ ,  $F_d$ ,  $F_s$  y de  $S_a$  diferentes a los establecidos en esta sección (apartados 2.5.4.8 y 2.5.5.1), se podrán utilizar los valores de los dichos estudios, prevaleciendo los de esta sección como requisito mínimo.

**REQUISITOS ESPECIALES PARA ESTRUCTURAS DE OCUPACIÓN ESPECIAL**

Según los apartados 2.6.4.3 y 2.9 de la NEC-11, en las estructuras de ocupación especial se debe elevar el nivel de seguridad al fin que permanezcan operativas o que puedan seguir brindando servicio parcial o total luego de la ocurrencia de un sismo severo.

Para ello, se tienen que cumplir los siguientes 2 requisitos:

**REQUISITO 1 → CONTROL DEL NIVEL DE FUERZA/ACELERACIÓN CON SISMO  $T_r = 475$  años.**

En el apartado 2.9.2.2 de la NEC-11, se requiere que las estructuras de ocupación especial sean diseñadas adoptando un el nivel de fuerzas sísmicas no menor al que se obtiene aplicando el espectro de diseño en aceleraciones, ni menor a aquel que resulte de utilizar la aceleración máxima y las aceleraciones espectrales máximas esperadas en la ciudad de Quito, obtenidas a partir de las curvas de peligro sísmico de la sección 2.5.3 de la NEC-11 para un periodo de retorno de 475 años (probabilidad anual de excedencia 0.002).

Para el caso del cálculo de fuerzas a partir de la información de las curvas de peligro sísmico, dichas fuerzas no requieren ser modificadas por el factor de importancia I.

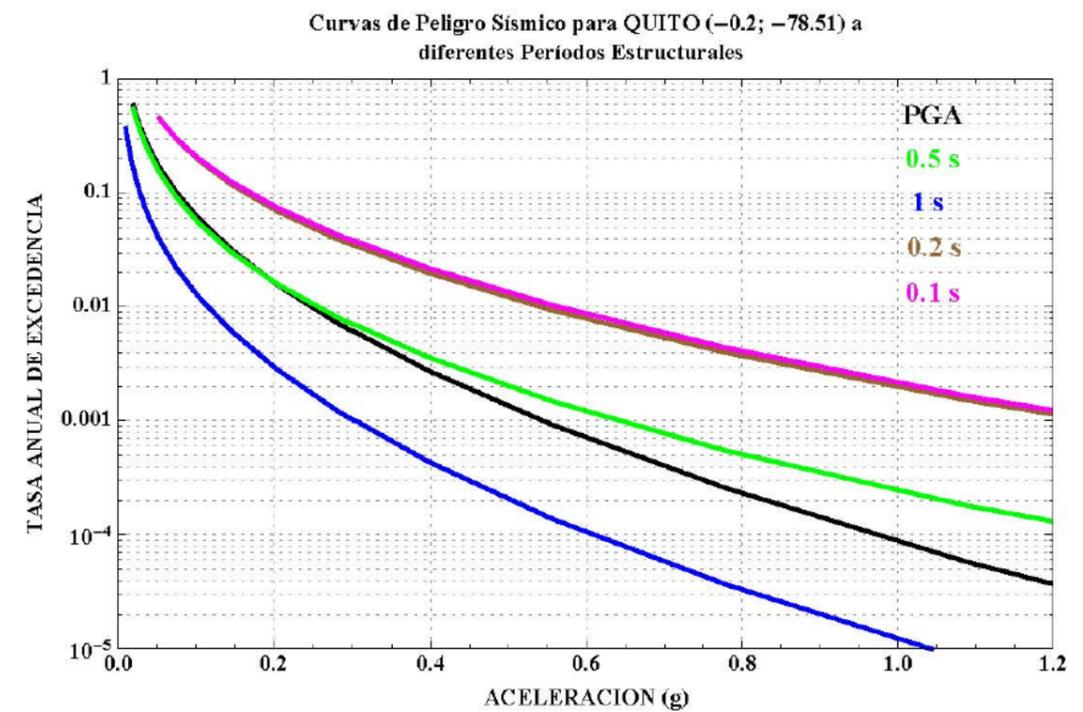


Figura 2.2.3 de NEC-11 → Curvas de peligro sísmico, Quito

Resumiendo, para estructuras enterradas y perfiles de suelos del tipo A al tipo E, se obtiene:

Factor de amplificación sísmica del tipo de terreno:

**$F_a.max = 1.20$**

Aceleración Máxima de la roca en la zona sísmica de Quito:

**$Z.1 = 0.40g$**

Aceleración de la roca en base a la curva de peligro de Quito:

$$Z.2 = 0.45g$$

Aceleración del suelo según espectro elástico:

$$ag.1 = Z.1 \cdot I \cdot Fa.max = 0.624g$$

Aceleración del suelo según curva de peligro:

$$ag.2 = Z.2 \cdot Fa.max = 0.48g$$

Aceleración sísmica del suelo relativa a un sismo de periodo de retorno T=475 años. Como se puede comprobar este valor se obtiene como producto del factor de amplificación por Tipo de Terreno y por la aceleración máxima de Roca, obtenida esta última como el máximo valor entre la obtenida de la Zona Sísmica y la obtenida de la Curva de Peligro.

$$ag = \max(ag.1; ag.2) = 0.624g$$

Para perfiles de suelo de tipo F se recomienda el un tratamiento adecuado que lo convierta al menos a un perfil de suelo de tipo E. El tipo de tratamiento se describe en el apartado de Geotecnia.

#### **REQUISITO 2 → DESEMPEÑO SÍSMICO EN CASO DE SISMO CON Tr = 2500 años**

En el apartado 2.9.2.3 de la NEC-11, se demanda la comprobación de un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico, que impida el colapso de la estructura ante un terremoto con periodo de retorno de 2500 años (probabilidad anual de excedencia 0.0004 en las curvas de peligro sísmico mostradas anteriormente).

La caracterización y el procedimiento de comprobación de este nivel de desempeño sísmico se describen en el capítulo 3 de la NEC-11, "Evaluación Sísmica de Estructuras".

Resumiendo, para estructuras enterradas y perfiles de suelos del tipo A al tipo E, se obtiene:

Factor de amplificación sísmica del tipo de terreno:  $Fa.max = 1.20$

Aceleración de la roca en base a la curva de peligro de Quito:  $Z = 0.70g$

Aceleración sísmica del suelo relativa a un sismo con periodo de retorno T=2500 años. Como se puede comprobar este valor se obtiene como producto del factor de amplificación por Tipo de Terreno y por la aceleración máxima de Roca, obtenida esta última del espectro.

$$ag = Z \cdot Fa.maz = 0.84g$$

Análogamente, para perfiles de suelo de tipo F se recomienda el un tratamiento adecuado que lo convierta al menos a un perfil de suelo de tipo E.

#### **EVENTO SÍSMICO EN FASES CONSTRUCTIVAS**

Para el cálculo de pantallas en fases provisionales de obra, se considerará la situación provisional de máxima excavación de cada nivel antes de la ejecución de la losa correspondiente a este.

Según el Eurocódigo 8, la acción sísmica en situación transitoria puede ser tomada como un 30% de la acción de diseño.

#### **COMPONENTE VERTICAL DEL EVENTO SÍSMICO**

El cálculo de las acciones sísmicas verticales será conforme al apartado 2.7.7.3 de la NEC-11. En el caso de la losa superior, el espectro elástico de respuesta y la frecuencia natural de vibración de la losa serán los datos de partida para la obtención de la aceleración horizontal sísmica. La componente vertical del sismo puede ser tomada como 2/3 de la horizontal.

A partir de las aceleraciones verticales de todos los sismos de diseño, se calcularán las correspondientes cargas estáticas sísmicas a aplicar en el modelo plano de la losa. Los efectos de estas acciones estáticas equivalentes se combinarán con las sollicitaciones de las otras acciones según las combinaciones que se indican en los siguientes párrafos.

#### **6.2.4. Criterios de Seguridad.**

##### **6.2.4.1. Introducción**

Para justificar la seguridad de las estructuras, objeto de este apéndice, y su aptitud en servicio, se utilizará el método de los estados límites.

Los estados límites se clasifican en:

- Estados límites últimos
- Estados límites de servicio

Cada componente estructural y conexión debe satisfacer la siguiente ecuación para cada estado límite.

$$U \leq Rr = \phi \cdot Rn$$

Donde:

- Efecto de cargas mayoradas U
- Resistencia nominal  $Rn$
- Resistencia requerida  $Rr$
- Factor de reducción de resistencia  $\phi$

##### **6.2.4.2. Factores de reducción de resistencia para el hormigón armado**

De acuerdo con el apartado 4.1.2 de la NEC-11, los factores de reducción de resistencia del hormigón son los siguientes:

- Secciones controladas por tracción (\*):  $\phi = 0.90$
- Tracción axial:  $\phi = 0.90$
- Secciones controladas por compresión (\*\*):
- Elementos con refuerzos transversales en espiral  $\phi = 0.75$
- Otros elementos reforzados  $\phi = 0.65$
- Cortante y torsión (\*\*):  $\phi = 0.75$

- Aplastamiento:  $\phi = 0.65$

Las definiciones de secciones controladas en compresión (\*\*) y en tracción (\*) se detallan en el apartado 10.3 Principios y requisitos generales de la norma americana ACI 318-08.

El factor de reducción de resistencia al corte (\*\*\*) es 0.60, para aquellos elementos en los cuales se permita diseñar para una capacidad en cortante menor al máximo correspondiente a la capacidad en flexión.

El factor de reducción de resistencia a considerar en caso de sismo de colapso (T = 2500 años) será unitario.

#### 6.2.4.3. Estados Límites Últimos

Los estados límites últimos que se deben considerar son los siguientes:

- E.L.U. de estabilidad global o pérdida de equilibrio, por falta de estabilidad de una parte o de la totalidad de la estructura, considerada como un cuerpo rígido.
- E.L.U. de rotura, por deformación plástica excesiva, inestabilidad local o pérdida de estabilidad de una parte o de la totalidad de la estructura.

#### 6.2.4.4. Comprobaciones de estabilidad global de la sección del túnel

Las dos principales comprobaciones de estabilidad global o pérdida de equilibrio son:

- **COMPROBACIÓN DE FLOTABILIDAD.**

Se trata de la comprobación de equilibrio vertical de la sección global del túnel a la hora de dejar de bombear, o, en general, cuando a la máxima sub-presión del agua se opongan la suma mínima de cargas gravitatorias. Las acciones verticales estabilizadoras se multiplicarán por un coeficiente de reducción 0.90, mientras que el factor de los empujes verticales del agua será considerado unitario. La comprobación se considerará cumplida con un coeficiente de estabilidad global  $FS > 1.00$ .

Comprobaciones de estado límite de agotamiento de las secciones de hormigón armado

Los estados límite últimos a comprobar en las estructuras de hormigón armado que componen los túneles entre pantallas son los siguientes.

#### 6.2.4.5. Estado límite de agotamiento por solicitaciones normales

La comprobación de este estado límite se realizará mediante un análisis de la sección asumiendo una distribución lineal de deformación unitaria y un diagrama de tensiones de compresión conforme al capítulo 10 de la ACI-318S, y al apartado 10 del CPE INEN 5 parte 2.

#### Estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante

La comprobación del estado límite por esfuerzo cortante se realizará según el apartado 11.1 de la norma CPE INEN 5 parte 2, y el capítulo 11 de la norma ACI-318S.

#### Estado límite de agotamiento por punzonamiento

La comprobación estructural de una losa a punzonamiento se realizará siguiendo las indicaciones del apartado 11.11 de la norma CPE INEN 5 parte 2, y del apartado 11.11 de la norma americana ACI-318S.

#### Estado límite de agotamiento por rasante

Las juntas a rasante entre hormigones se comprobarán según el apartado 11.6 de la norma ACI-318.

Indicaciones para el dimensionamiento y la disposición de las armaduras

En la siguiente tabla se indican las normativas de referencia para el dimensionamiento y la disposición de los refuerzos de armaduras en hormigón.

ASUNTO	NORMATIVA DE REFERENCIA
Armadura mín. admisible a flexión	NEC-11, apartados 4.2.3 y 4.2.4
Armadura máx. y mín. a flexión compuesta	NEC-11, apartado 4.3.3
Armaduras mínima y disposición de armadura a cortante	CEP INEN 5 Parte 2, capítulo 11
Separación mín. y máx. en armado	CEP INEN 5 Parte 2, apartado 7.6
Recubrimientos mínimos	CEP INEN 5 Parte 2, apartado 7.7
Redistribución de momentos negativos en elementos continuos	CEP INEN 5 Parte 2, apartado 8.4
Longitud de anclaje del armado	CEP INEN 5 Parte 2, apartado 12.2
Longitud de solape del armado	CEP INEN 5 Parte 2, apartado 12.15

Para el diseño de todos los elementos estructurales de hormigón armado, se seguirán las recomendaciones del capítulo 21 de la CPE INEN 5 - Disposiciones especiales para el diseño sísmico.

#### 6.2.4.6. Estados Límites de Servicio

Los estados límite de servicio que se deben comprobar en las estructuras de hormigón armado que componen los túneles entre pantallas son:

**Estado límite de fisuración**

Se dispondrá la armadura necesaria para evitar la abertura excesiva de las fisuras en los elementos de hormigón armado. Se mantienen las aberturas de fisuras dentro de rangos compatibles con las exigencias de durabilidad, funcionalidad, estanqueidad y apariencia requeridas por la normativa de referencia.

El control de la fisuración se hará de acuerdo con la norma CPE INEN 5 (artículo 10.6). Salvo en el caso de ambientes agresivos, no se realizará controlando la apertura de fisura, sino a través de la limitación del coeficiente Z que depende de la tensión a la que está sometido el acero de refuerzo, del calibre y la separación de las barras.

En caso de las condiciones de exposición más severas, será necesario recurrir a las recomendaciones de aberturas de fisura máxima que establece ACI 224 en el artículo 4.4., en función de la agresividad del medio.

No se controlarán las aberturas de fisuras que se producen durante el evento sísmico.

**Estado límite de deformación**

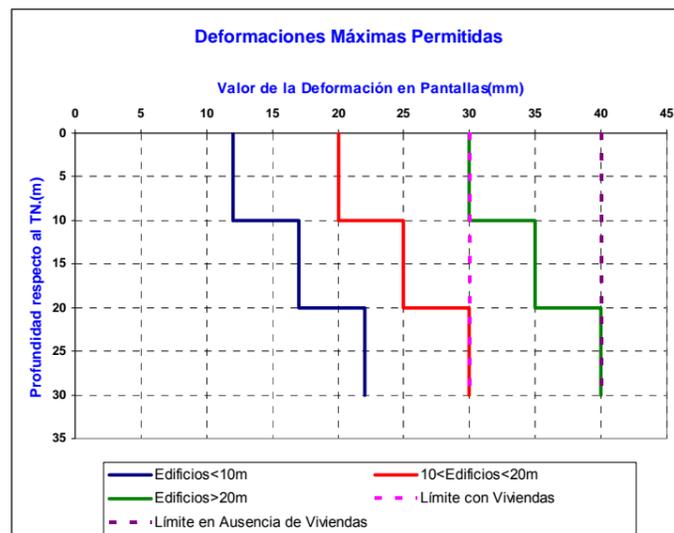
Todos los elementos sujetos a flexión se diseñarán para tener una rigidez adecuada al fin de limitar las deformaciones que pudieran afectar negativamente a las resistencias o al funcionamiento de las estructuras de los túneles entre pantallas y de los edificios colindantes.

**CONTROL DE DEFLEXIONES EN LAS LOSAS**

Se seguirán las metodologías de cálculo y las limitaciones recomendadas en el apartado 9.5 de la norma CPE INEN 5 Parte 2 y en capítulo 9.5 de la ACI-318S.

**CONTROL DE DEFLEXIONES EN LAS PANTALLAS**

Para limitar el riesgo de afección a las edificaciones o estructuras cercanas, en el dimensionamiento estructural de las pantallas se debe comprobar que el máximo desplazamiento horizontal no excede los siguientes valores:



El módulo de elasticidad del hormigón para el cálculo de las deformaciones en pantallas debe ser el indicado en el apartado de materiales.

No se controlará las deformaciones horizontales que se desarrollan durante el evento sísmico.

**6.2.4.7. Comprobación del Pasivo Movilizado.**

El empotramiento de la pantalla deberá ser tal que la relación pasivo movilizado/pasivo máximo no exceda del 75% en situaciones de servicio y como máximo un 85% en situaciones transitorias (no se contempla las fases sísmicas).

No obstante y debido a que se realiza un control de deformación de las pantallas, para minimizar la afección a edificios, esta condición podrá relajarse hasta un límite de 90%.

En cualquier caso la clava de las pantallas oscilará entre los 5 metros, como valor mínimo.

**6.2.4.8. Combinaciones sísmicas**

La filosofía de diseño actual de este tipo de estructuras frente al sismo, consiste en la selección de dos escenarios diferentes de evento sísmico con la obra finalizada.

- **Sismo de colapso** (*Maximum Design Earthquake, MDE*). De acuerdo con los párrafos 2.9 y 3.2 de la NEC-11, para estructura de *ocupación especial* se deberá verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico, que impida el colapso de la estructura (nivel de prevención de colapso) ante un terremoto de 2500 años de periodo de retorno (probabilidad anual de excedencia de 0.0004 en las curvas de peligro sísmico de la sección 2.5.3 de la NEC-11).

Según se recoge en el artículo 3.2 de la NEC-11, para estructuras de ocupación especial, se debe verificar la Prevención de Colapso ante amenaza sísmica.

Se garantizarán los siguientes niveles de desempeño sísmico (Tabla 3.2 de la NEC-11) con las combinaciones de carga indicadas en la columna derecha de la tabla.

<b>NIVEL DE PREVENCIÓN DE COLAPSO (5E)</b>	<b>COMBINACIONES</b>
<p>Las estructuras se quedan muy cerca del colapso general, si bien pueden sufrir daños tales como fisuración generalizada y grandes deformaciones permanentes. Las columnas y los muros seguirán funcionando aún con una pequeña resistencia y rigidez residual. Eso es permitir una evacuación segura de los usuarios, para lo cual además de la estabilidad de las estructuras, deberá garantizarse que la estructura mantenga cierto nivel de impermeabilización. Se deberá fijar un valor para el caudal máximo admisible una vez sucedido el evento compatible con la evacuación segura. Además la estructura debe ser estable frente a fenómenos de flotación. Bajo este escenario se permite que las estructuras alcancen su plastificación y se produzcan rótulas (siempre sin causar mecanismos).</p>	<p>De entre las dos combinaciones que se presentan a continuación, aquella que cause el efecto más desfavorable en la estructura deberá ser utilizada.</p> <p><b>1. <math>U = 1.1 (D + \gamma_H H + 0.25L) + F + E_{2500}</math></b></p> <p><b>2. <math>U = 0.9 (D + \gamma_H H + 0.25L) + F + E_{2500}</math></b></p> <p>Donde:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- <math>\gamma_H = 1.00</math>, si el efecto de <b>H</b> es desfavorable.</li> <li>- <math>\gamma_H = 0.60</math>, si el efecto de <b>H</b> es favorable.</li> <li>- <b><math>E_{2500}</math></b>: efecto del sismo con T = 2500 años.</li> </ul>

<b>NIVEL OPERACIONAL (1A)</b>	<b>COMBINACIONES</b>
<p>Se admiten fisuras menores en fachada, así como en elementos estructurales.</p> <p>Todos los sistemas importantes para una operación normal están en funcionamiento.</p>	<p>De entre las tres combinaciones que se presentan a continuación, aquella que cause el efecto más desfavorable en la estructura deberá ser utilizada.</p> <p><b>1. <math>U = 1.2 D + F + \gamma_H H + L + E_{475}</math></b></p> <p><b>2. <math>U = 0.9 D + F + \gamma_H H + E_{475}</math></b></p> <p>Donde:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- <math>\gamma_H = 1.60</math>, si el efecto de H es desfavorable.</li> <li>- <math>\gamma_H = 0.90</math>, si el efecto de H es favorable.</li> <li>- <b><math>E_{475}</math></b>: efecto del sismo con T = 475 años.</li> </ul>

Se considerarán factores de reducción de resistencia de acuerdo con el capítulo 5 de este informe.

Para la selección de la dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas, deben considerarse los efectos ortogonales, suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en las direcciones perpendiculares.

Se considerarán factores de reducción de resistencia unitarios  $\phi = 1$ .

- **Sismo de Estado Límite de Daño (Operating Design Earthquake, ODE)**. De acuerdo con el párrafo 2.9 de la NEC-11, se deberá garantizar que la estructura permanezca operativa o que pueda seguir brindando servicio parcial o total luego de la ocurrencia de un sismo con 475 años de periodo de retorno (probabilidad anual de excedencia de 0.002). Además, las estructuras deberán estar diseñadas cumpliendo un nivel de fuerzas sísmicas no menor que las estipuladas en la sección 2.7.2 de la NEC-11, ni menor que aquellas que resulten de utilizar la aceleración máxima y las aceleraciones espectrales máximas esperadas en el sitio del emplazamiento de la estructura, obtenidas a partir de las curvas de peligro sísmico de la sección 2.5.3 de la NEC-11. Para el caso del cálculo de fuerzas a partir de la información de las curvas de peligro sísmico, dichas fuerzas no requieren ser modificadas por el factor de importancia I.

Se garantizarán los siguientes niveles de desempeño sísmico (Tabla 3.2 de la NEC-11) con las combinaciones de carga indicadas en la columna derecha de la tabla.

## 7. OBRAS DE PASO

### 7.1. Integración

El anejo presenta el diseño estructural y los cálculos realizados de las estructuras correspondientes a las obras de paso.

### 7.2. Descripción de las obras

Las obras de paso que se diseñan en este proyecto son cuatro:

- Reposición de la obra de drenaje en la Quebrada Ortega.
- Marco sobre la Quebrada Ortega – Pumapungo
- Reposición de la obra de drenaje en la Quebrada Rumichaca – Pumapungo.
- Reposición de la obra de drenaje en la Quebrada las Cuadras.

Su función principal es la reposición de las obras de drenaje existentes o naturales en las quebradas que se ven afectadas por la traza de la línea de metro.

#### 7.2.1. Reposición de la obra de drenaje en la Quebrada Ortega

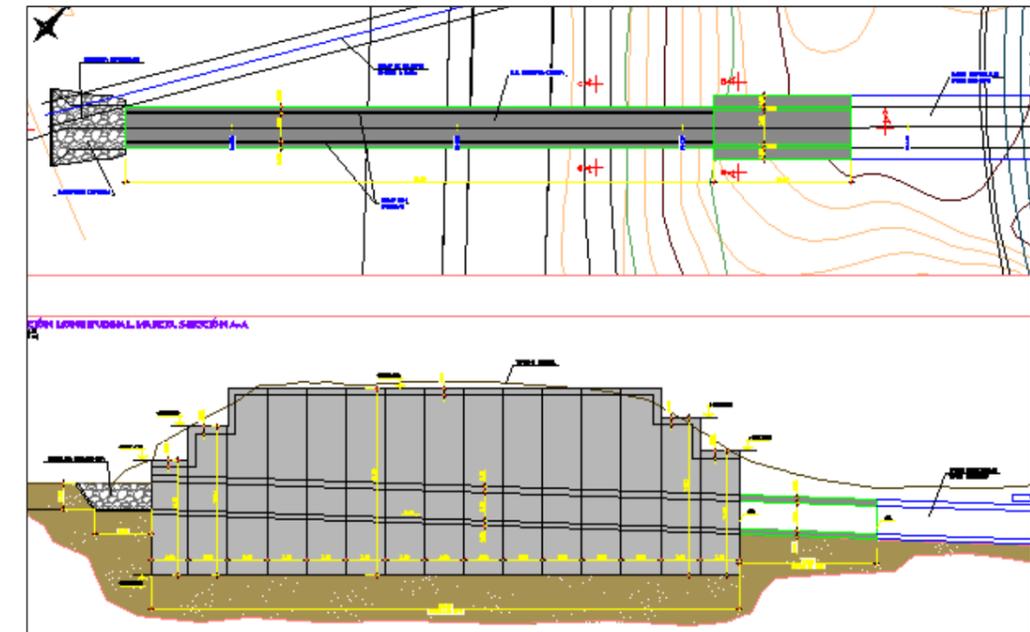
La reposición de esta obra de drenaje es la prolongación de otra obra que ya quedó reflejada en el proyecto constructivo de las cocheras. Como puede verse en las imágenes adjuntas la obra está compuesta por un marco in situ y por unas pantallas de de hormigón armado.

La longitud total de la obra es de 67.50 m, de los cuales 52.30 m corresponden al tramo entre pantallas y los 12.20 m al marco in situ de hormigón armado.

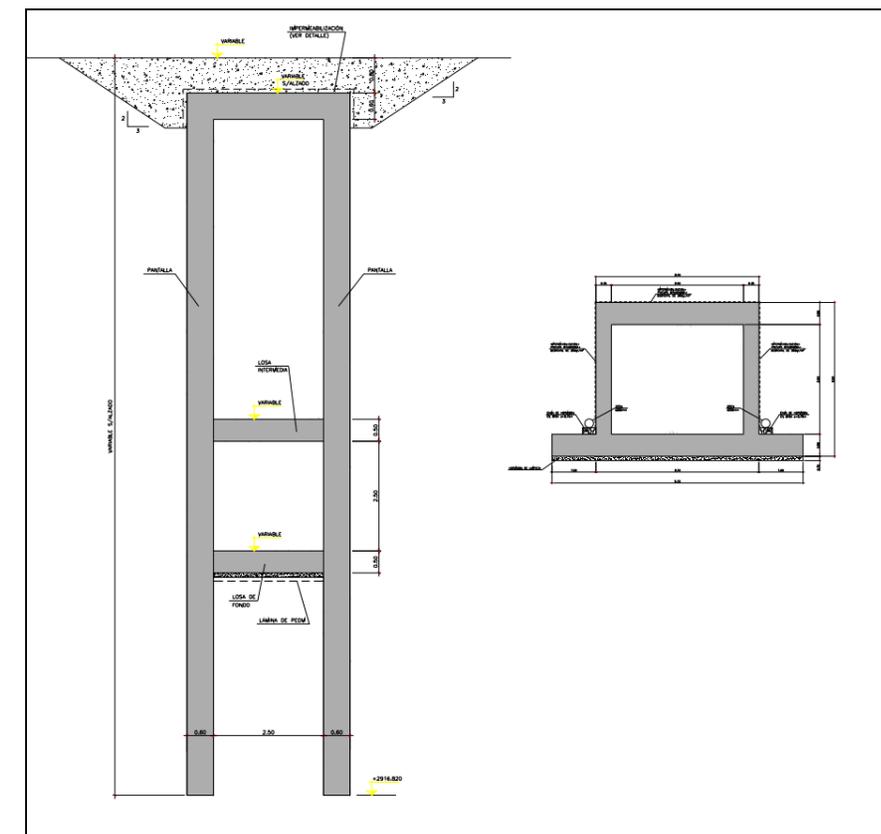
La sección tipo entre pantallas presenta una profundidad de pantallas máxima de 16.60 m y una anchura total de 3.70 m. El espesor de las pantallas es de 0.60 m. La losa superior tiene un canto de 0.60 m, y las losa intermedia y de fondo un canto de 0.50 m. Sobre la losa superior se plantea un relleno aproximado de 0.80 m para dar cabida a servicios afectados bajo el pavimento del vial donde se sitúa esta obra de paso.

La sección tipo del marco in situ es la misma que la que se ejecutó para el proyecto de cocheras, con una altura máxima de tierras de 1.10 m. Las dimensiones del marco son las siguientes:

Sección	Espesor de tierras sobre el dintel	Espesor de Hastiales	Espesor del dintel	Ancho de zapata	Espesor de zapata	Longitud
Marco in situ	1,10 m	0,35 m	0,50 m	5,70 m	0,50 m	12,20 m



Planta y alzado de la reposición de la obra de drenaje en la Quebrada Ortega.

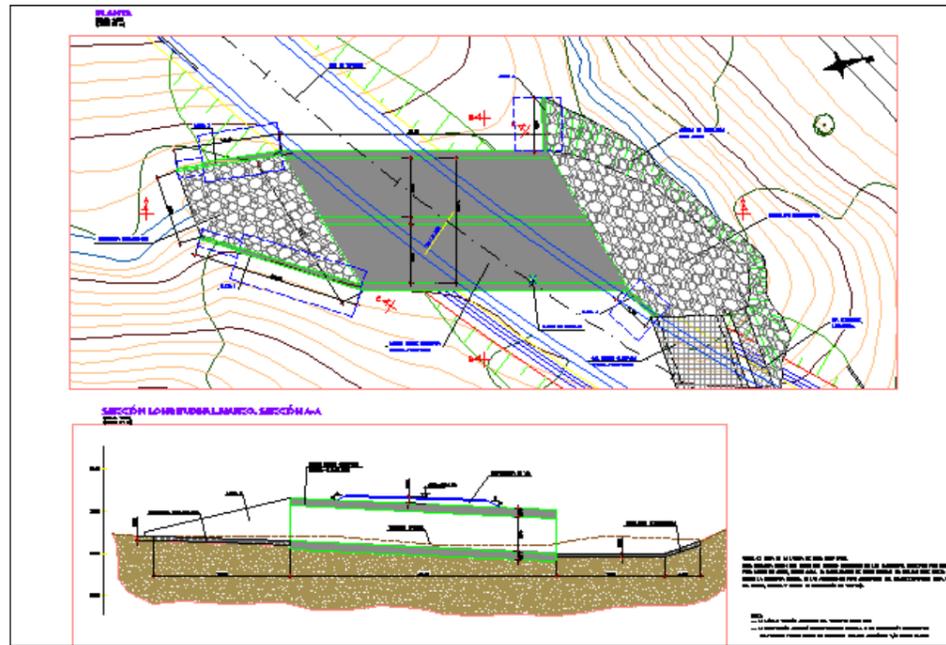


Secciones tipo de la reposición de la obra de drenaje en la Quebrada Ortega.

### 7.2.2. Marco de la Quebrada Ortega – Pumapungo.

Esta estructura está compuesta íntegramente por un marco bicelular de hormigón armado. Sobre él pasa la traza de la línea de metro. El eje de esta estructura se cruza con el eje de la traza en el PK 10+747.459. No se prevé relleno sobre esta estructura ya que se adopta la solución de plataforma de vía sobre estructura descrita en planos.

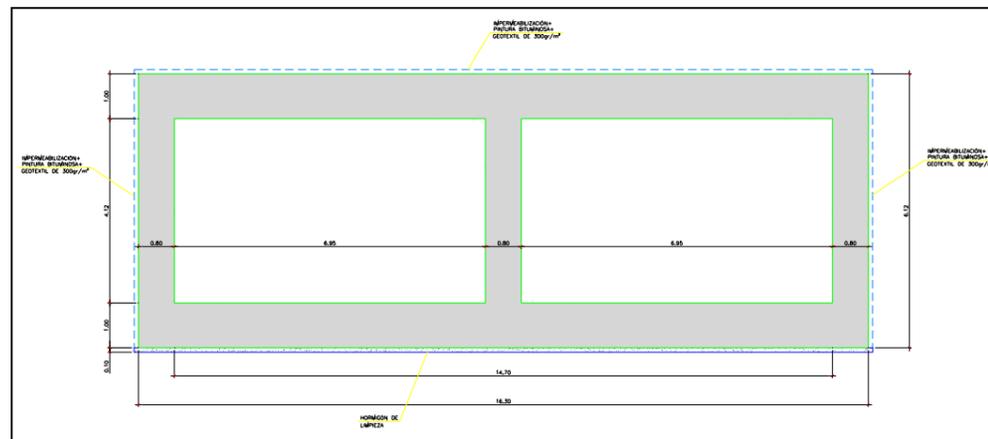
La siguiente imagen permite ver su ubicación.



Planta y alzado del marco sobre la Quebrada Ortega - Pumapungo.

Como puede verse en la imagen adjunta, el marco presenta las siguientes dimensiones:

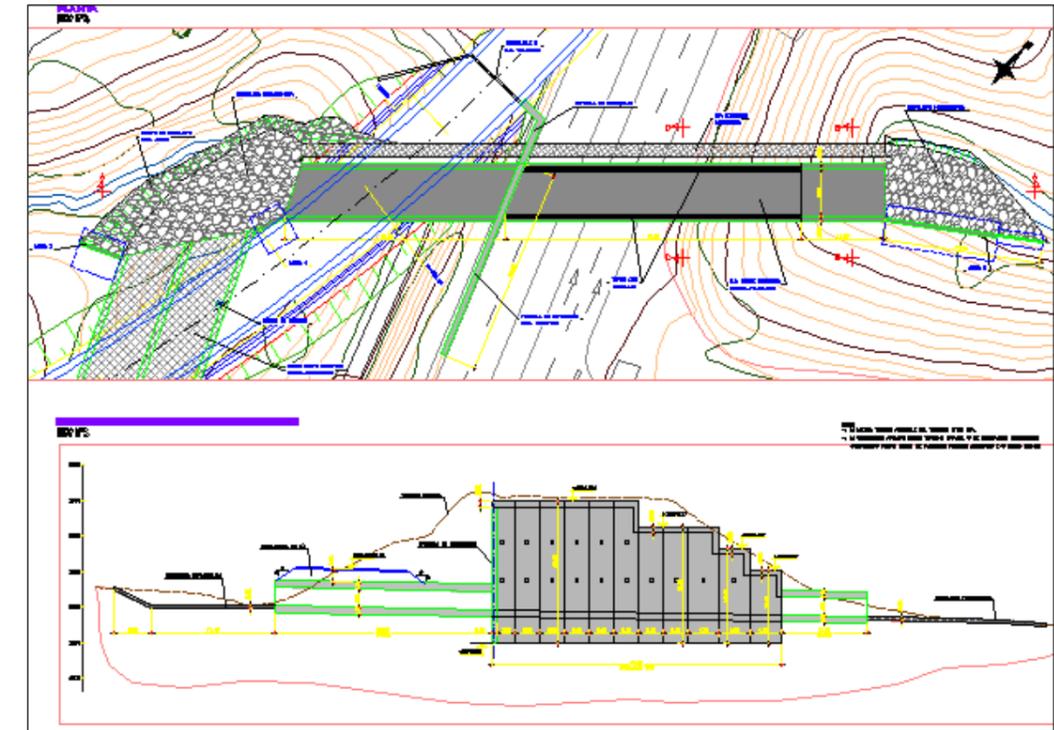
Sección	Espesor de tierras sobre el dintel	Ancho total	Espesor de muros	Altura total	Espesor losa inferior	Espesor losa superior	Longitud
Marco in situ	Según vía en placa	16,30 m	0,80 m	6,12 m	1,00 m	1,00 m	31,59 m



Sección tipo del marco de la Quebrada Ortega.- Pumapungo.

### 7.2.3. Reposición de la obra de drenaje en la Quebrada Rumichaca – Pumapungo.

Esta obra de drenaje se encuentra compuesta por dos tipologías: un marco in situ (dos secciones: una aguas arriba y otra aguas abajo), y un tramo entre pantallas. La obra de drenaje se encuentra ubicada en el PK 10+786.161. Adicionalmente presenta además una pantalla de contención dispuesta de forma paralela a la Avda. Rumichaca. Esta pantalla permite excavar el marco in situ que se presenta aguas arriba, sin poner en riesgo la calzada de la Avda. Rumichaca.

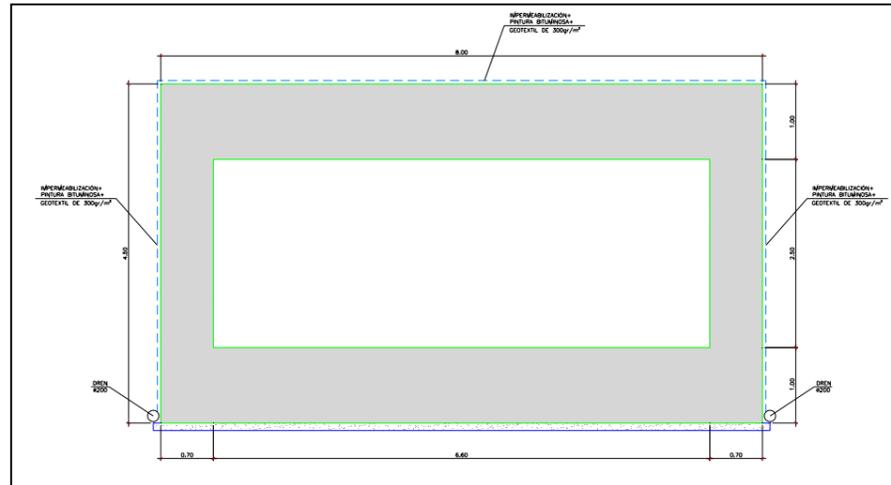


Planta y alzado de la reposición de la obra de drenaje en la Quebrada Rumichaca - Pumapungo.

La longitud total de la obra es 84.88 m, divididos en 31.30 m de marco in situ (aguas arriba), un tramo central entre pantallas de 41.58 m (cruce de la Avda. Rumichaca) y 12.00 m de marco in situ (aguas abajo).

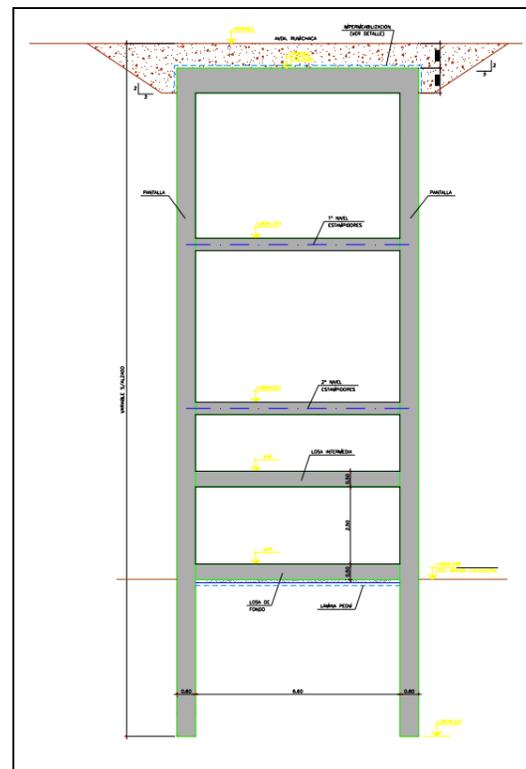
Las dimensiones del marco in situ son las siguientes:

Sección	Espesor de tierras sobre el dintel	Ancho total	Espesor de muros	Altura total	Espesor losa inferior	Espesor losa superior	Longitud
Marco in situ	3.00 m	8.00 m	0,70 m	4.50 m	1,00 m	1,00 m	31.30 + 12.00 m



Sección tipo del marco in situ de la reposición de la obra de drenaje en la Quebrada Rumichaca - Pumapungo.

La sección tipo entre pantallas presenta una profundidad de pantallas máxima de 21.60m y una anchura total de 7.80 m. El espesor de las pantallas es de 0.60 m. La losa superior tiene un canto de 0.80 m, y las losa intermedia y de fondo un canto de 0.50 m. Existe además dos niveles de estampidores de hormigón armado de sección 40x40. Sobre la losa superior se plantea un relleno aproximado de 0.80 m para dar cabida a servicios afectados bajo el pavimento del vial donde se sitúa esta obra de paso.



Sección tipo de la estructura entre pantallas de la reposición de la obra de drenaje en la Quebrada Rumichaca - Pumapungo.

Como se ha podido observar, el marco in situ se plantea aguas arriba y aguas debajo de la obra de drenaje, dejando en la parte central la tipología mediante pantallas para salvar la afección sobre la Avenida Rumichaca. Así mismo la ubicación de esta avenida situada sobre un terraplén que cae pronunciadamente a ambos lados hace necesario la ejecución de una pantalla de contención paralela a la avenida y que permita los trabajos aguas arriba para la implantación del marco in situ.

Esta pantalla de contención tiene una función provisional: permitirá la excavación del terreno adyacente a la Avda. Rumichaca hasta la losa de fondo del marco in situ. Una vez ejecutado éste se rellenará el intradós de dicha pantalla hasta la cota de coronación de la misma recuperando el perfil original del terreno en la medida de lo posible y no realizando un relleno mayor de 3.00 m sobre el marco.

Las características de esta pantalla de contención son las siguientes:

Sección	Profundidad pantalla	Espesor pantalla	Excavación máxima	Apuntalamientos
<i>Pantalla de contención</i>	<i>19.30 m</i>	<i>0.80 m</i>	<i>16.00 m</i>	<i>2 niveles de anclajes provisionales</i>

Se ha considerado en el cálculo de esta pantalla que la situación provisional que presenta (excavación máxima), no debe superar el mes de duración de manera que el riesgo sísmico sea mínimo. Por esta razón no se ha considerado la acción del sismo en el cálculo de este elemento.

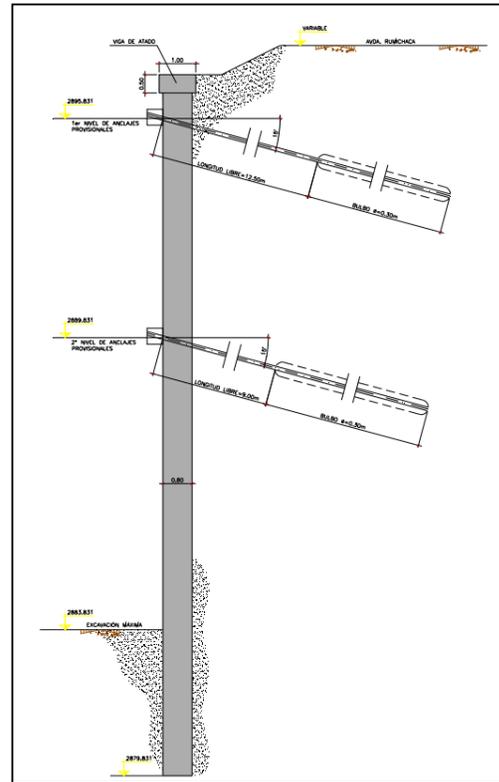


Imagen 8. Sección tipo de la pantalla de contención de la reposición de la obra de drenaje en la Quebrada Rumichaca - Pumapungo.

Existe además la necesidad de realizar el desvío del colector que discurre según el eje de la Avenida Rumichaca. Para ello es preciso realizar primeramente las pantallas sobre una de las dos calzadas de esta avenida y rebajar la cota de la losa superior de manera que se permita el desvío del colector. Una vez efectuado el desvío, se realiza la otra mitad de las pantallas acometiendo dicha ejecución desde la superficie de la otra calzada. Este proceso queda reflejado convenientemente en los planos que definen esta estructura.

#### 7.2.4. Reposición de la obra de drenaje en la Quebrada las Cuadras

La reposición de la obra de drenaje de la Quebrada Las Cuadras se realiza mediante una estructura entre pantallas, tal y como puede apreciarse en la imagen siguiente, pasando por encima (el pie de pantalla queda como mínimo a 3.00 m de la clave del túnel en su intersección) del túnel con tuneladora. Este cruce se realiza en el PK 11+560 aproximadamente.

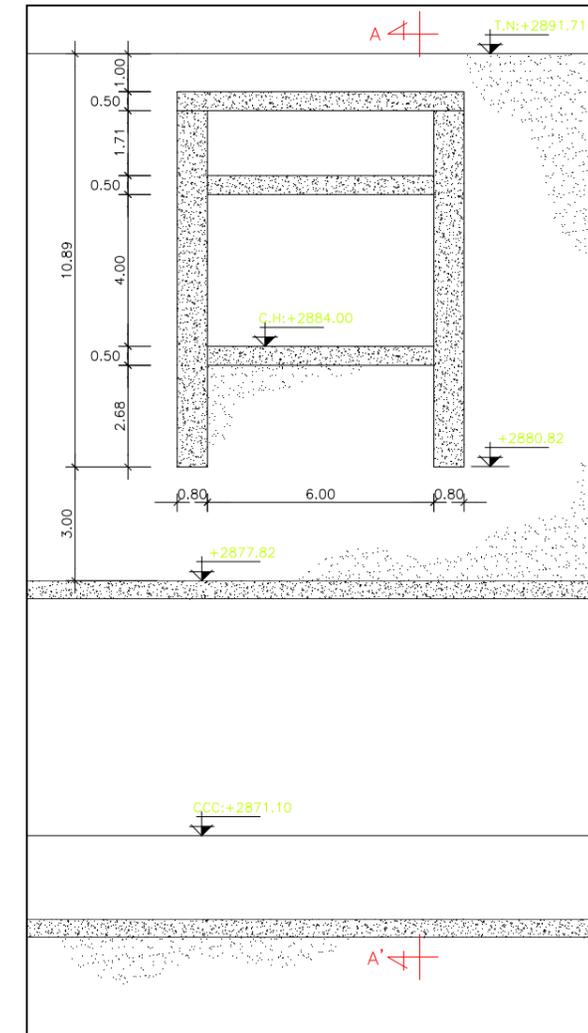


Imagen 9. Sección de las pantallas que forman la reposición de la obra de drenaje de la Quebrada las Cuadras. Las pantallas pasan por encima del túnel perforado con tuneladora.

La sección tipo entre pantallas presenta una profundidad de pantallas máxima de 10.00 m y una anchura total de 7.60 m. El espesor de las pantallas es de 0.80 m. La losa superior tiene un canto de 0.50 m, y las losas intermedia y de fondo un canto de 0.50 m.

Sobre la losa superior se plantea un relleno aproximado de 1.00 m para dar cabida a servicios afectados bajo el pavimento del vial donde se sitúa esta obra de paso.

La reposición se realiza durante un largo desarrollo, aproximadamente 302 m, al comunicar dos quebradas interrumpidas por el paso del túnel como puede apreciarse en los planos de definición de esta estructura.

### 7.3. Normativa, materiales y cargas consideradas

#### 7.3.1. Normativa

La normativa utilizada en el diseño y cálculo de las estructuras se presenta a continuación:

- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11
- Requisitos de reglamento para concreto estructural ACI 318-08
- Specification for Structural Steel Buildings ANSI/AISC 360-10
- North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members AISI S100-2007
- Instrucción sobre las acciones a considerar en los puentes de carretera IAP (carro de cargas)
- Instrucción sobre las acciones a considerar en los puentes de ferrocarril IAPF (carro de cargas y acción de frenado y arranque)

### 7.3.2. Materiales

Los materiales utilizados en el diseño y cálculo de los elementos estructurales se presentan a continuación:

- Hormigón armado en pantallas  $f_c = 28 \text{ MPa}$  (280 kg/cm<sup>2</sup>)
- Hormigón armado en losas y muros  $f_c = 25 \text{ MPa}$  (250 kg/cm<sup>2</sup>)
- Acero estructural en varillas corrugadas: Grado 60  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

### 7.3.3. Cargas consideradas

Las cargas consideradas en el diseño y cálculo de los elementos estructurales se presentan a continuación.

- Cargas permanentes

En el cálculo estructural se han tomado los siguientes valores para los pesos unitarios:

- Hormigón armado: peso unitario 25 kN/m<sup>3</sup>
- Hormigón en masa: peso unitario 24 kN/m<sup>3</sup>
- Terreno de relleno: peso unitario 20 kN/m<sup>3</sup>

- Sobrecargas de uso

En el cálculo estructural se han tomado los siguientes valores para las sobrecargas de uso:

#### Carro de cargas de la instrucción IAP

El carro de cargas de la instrucción IAP consiste en una carga de 600 kN compuesta por 6 cargas de 100 kN separadas en sentido longitudinal 1,50 m y en sentido transversal 2,00 m, y aplicadas en 0,20x0,60 m, más una carga general de 4,00 kN/m<sup>2</sup>.

#### Carro de cargas HS-MOP

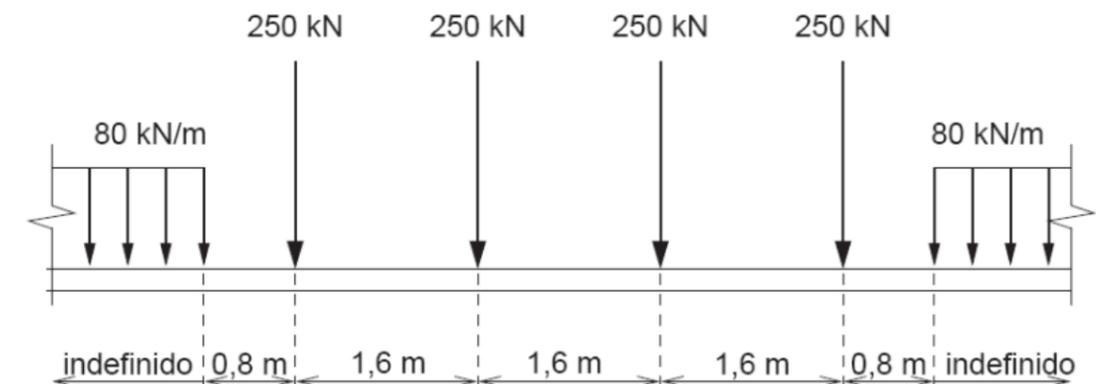
El carro de cargas HS-MOP consiste en una carga por ruedas de 25 kN en el eje delantero y 100 kN en los ejes intermedio y trasero, dando un peso total de 450 kN. La separación entre ejes es de 4,20 m en sentido longitudinal y 1,80 m en sentido transversal.

#### Tren de cargas de la IAPF

La carga estática producida por el peso de los vehículos ferroviarios sobre una vía se asimilará a la del tren UIC71 aplicada en el eje de la vía y a nivel de su plano de rodadura

- 4 cargas puntuales de 250 kN separadas longitudinalmente entre sí 1,60 m

- Una sobrecarga uniformemente repartida de 80 kN/ml extendida en la longitud y posición que sea más desfavorable para el elemento y objeto de estudio. Esta sobrecarga no se dispondrá en una longitud igual a 6,40 m centrada en las cuatro cargas puntuales anteriormente definidas.



Los dos tipos de acciones irán multiplicadas por un coeficiente de clasificación  $\alpha = 1,21$  para ancho UIC.

Para simular los efectos dinámicos producidos por el tren, las cargas verticales se mayoran para una velocidad del tren  $< 120 \text{ km/h}$  con el coeficiente  $\phi_3 = 1,04$ .

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi - 0,20}} + 0,73 = \frac{2,16}{3,79 - 0,20} + 0,73 = 1,33$$

Para simular las acciones horizontales del frenado y del arranque del tren se aplican las siguientes fórmulas:

$$\text{Frenado : } Q_{fr} = \alpha \cdot 20 \cdot L \text{ (con } L \leq 300 \text{ m)}$$

$$\text{Arranque: } Q_{arr} = \alpha \cdot 33 \cdot L' \text{ (con } L' \leq 30 \text{ m)}$$

Siendo  $\alpha$  el coeficiente de clasificación, y  $L$  y  $L'$  las longitudes de aplicación del frenado y del arranque respectivamente.

- Sobrecargas de Viento

Al ser estructuras enterradas no son de aplicación este tipo de cargas.

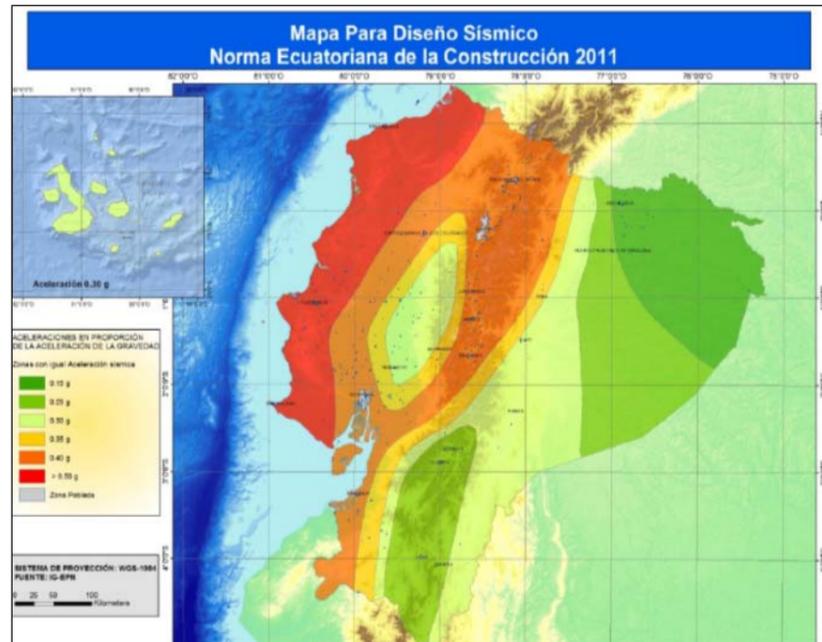
- Sobrecarga sísmica

En el anejo nº 4 Efectos sísmicos (MQ-E56-AX-06-EFECTOS SÍSMICOS) se encuentra la descripción de los efectos sísmicos a los que se deberán enfrentar las estructuras.

Se resumen aquí los principales parámetros tenidos en cuenta:

La ciudad de Quito se ubica en un contexto de tectónica activa debido a la subducción de la placa de Nazca bajo la placa Suramericana. Se trata de una zona de compresión N80E con presencia de fallas activas que confieren a la ciudad un alto potencial sísmico.

Los capítulos 2 y 3 de la NEC-11 representan la normativa de referencia para el diseño y la evaluación de la vulnerabilidad sísmicas de las estructuras en Ecuador. Tal y como reflejado en la NEC-11, el riesgo sísmico existente en la ciudad de Quito es de los más elevados en Ecuador. De hecho, la ciudad de Quito se localiza dentro de la zona Z=V del Mapa de Zonas Sísmicas de Ecuador (Figura 2.1 en Cap. 2 – NEC-11), cuya aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño es de  $a_{MAX} = 0.40\text{-g}$ .

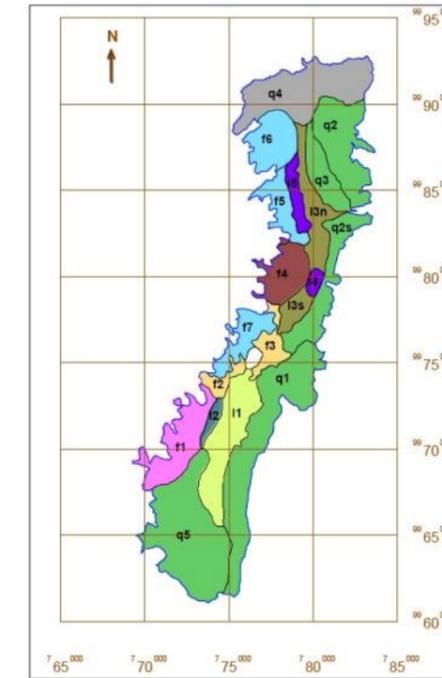


Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño; valor del factor Z

Zona Sísmica. Z	I	II	III	IV	V	VI
Aceleración sísmica máxima. $a_{MAX}$	0,15-g	0,25-g	0,30-g	0,35-g	0,40-g	$\geq 0.50\text{-g}$
Caracterización de la acción sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Tabla 2.1 de NEC-11 → Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Esta elevada aceleración sísmica viene amplificada por la mala calidad de los suelos existentes, especialmente en el sector Norte de la ciudad. En este sentido, durante las últimas décadas se han realizado en la ciudad de Quito distintas clasificaciones de los suelos en función de su riesgo sísmico, tales como se muestra en los 2 siguientes mapas elaborados por EPN et al. (1994) y Valverde et al. (2002).



Zonas de suelos en la ciudad de Quito. EPN et al (1994).

Los materiales señalados con la letra **q** corresponden a cenizas volcánicas con formaciones de tobas (cangahua) presentes en el lado Este de la ciudad de Quito. Los materiales señalados con la letra **f** corresponden a depósitos lacustres pertenecientes a la antigua laguna cuaternaria instalada al Sur, Centro y Norte de la ciudad de Quito, donde se asienta la mayor población de la ciudad. Los materiales señalados con la letra **f** corresponden a depósitos aluvio-coluviales, tales como conos de deyección procedentes de los flancos orientales del Pichincha. Finalmente, el sector no nombrado con ninguna letra y de color blanco corresponde al domo del Panecillo, correspondiente a un edificio volcánico constituido por lavas y piroclastos soldados.

De modo concreto, el trazado de la Línea 1 de Metro afectará fundamentalmente a las unidades **I3n, f4, I3s, f3 y I1**.

En la tabla 2.3 de la NEC-11 se definen 6 tipos de perfiles de suelo, que determinarán la forma del espectro elástico de diseño. La definición de los parámetros geotécnicos necesarios para la clasificación del suelo se realizará en el informe geotécnico, en conformidad con los párrafos de 2.5.4.6 y 2.5.4.9 de la NEC-11.

Tabla 2.3. Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50.0$ $\bar{S}_u \geq 100$ KPa ( $\approx 1$ kgf/cm <sup>2</sup> )
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\bar{V}_s < 180$ m/s
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	IP > 20 w ≥ 40% $\bar{S}_u < 50$ kPa ( $\approx 0.50$ kgf/cm <sup>2</sup> )
F	<p>Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.9). Se contemplan las siguientes subclases:</p> <p><b>F1</b>—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.</p> <p><b>F2</b>—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H &gt;3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p><b>F3</b>—Arcillas de muy alta plasticidad (H &gt;7.5 m con índice de Plasticidad IP &gt;75)</p> <p><b>F4</b>—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H &gt;30m)</p> <p><b>F5</b>—Suelos con contrastes de impedancia <math>\alpha</math> ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.</p> <p><b>F6</b>—Rellenos colocados sin control ingenieril.</p>	

• Espectro elástico de diseño en aceleraciones

Según indica el capítulo 2 de la NEC-11 “*Peligro sísmico y requisitos mínimos de cálculo para diseño sismo-resistente*”, el sismo de diseño es aquel que tiene una probabilidad de presentarse del 10% en 50 años, lo que corresponde a un periodo de retorno de 475 años.

El espectro de respuesta elástico de diseño en aceleraciones se expresa como fracción de la aceleración de la gravedad  $S_a$ , así como indicado en la Figura 2.3 de la NEC-11 y obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 0.05.

El coeficiente  $S_a$  depende del factor de zona sísmica (factor Z), del tipo de suelo en el sitio de emplazamiento de la estructura, y de los factores  $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$  en las Tablas 2.5, 2.6 y 2.7 de la NEC-11. Adicionalmente se amplificará la aceleración del sismo de diseño por un factor de importancia  $I = 1,30$ , por ser los túneles entre pantallas “edificios” de *ocupación especial*.

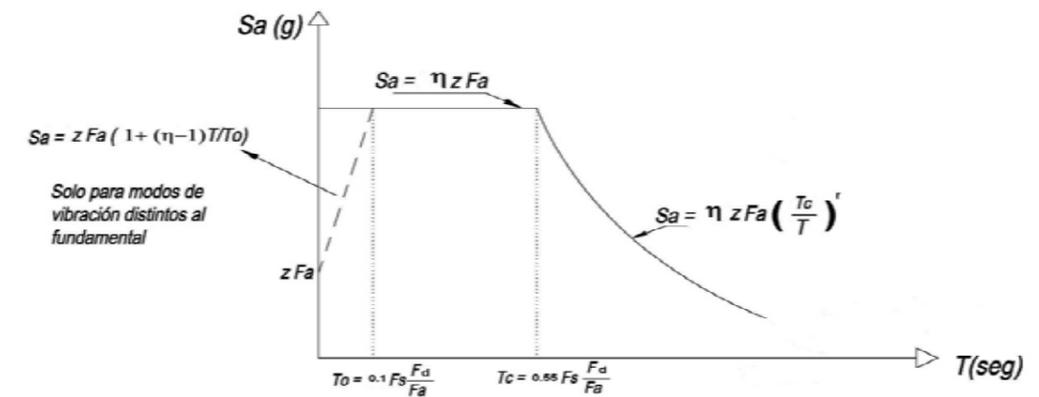


Figura 2.3 de NEC-11 → Espectro sísmico elástico de aceleraciones

Tabla 2.5. Tipo de suelo y Factores de sitio  $F_a$

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.15
E		1.8	1.5	1.4	1.28	1.15	1.05
F		ver nota					

Tabla 2.6. Tipo de suelo y Factores de sitio  $F_d$

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D		1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F		ver nota					

**Tabla 2.7. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo  $F_s$**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	I	II	III	IV	V	VI
		0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C		1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D		1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F		ver nota					

Nota: Para los suelos tipo F no se proporcionan valores de  $F_a$ ,  $F_d$  ni de  $F_s$ , debido a que requieren un estudio especial conforme lo estipula la sección 2.5.4.9.

Las ecuaciones que definen la ley son:

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ para } T > T_c$$

Donde:

- Exponente  $r$ , dependiente del tipo de suelo:
  - $r=1.0$ , para los suelos A, B o C ;
  - $r=1.5$ , para los suelos D o E.
- Factor  $\eta = S_a/Z$  de amplificación espectral regional :
  - $\eta = 2.48$ , en las provincias de la Sierra (como Pichincha).

Los límites para el periodo de vibración  $T_c$  y  $T_L$  se obtienen de las siguientes expresiones:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}; \quad T_L = 2.4 F_d$$

No obstante, para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de  $T_L$  se limitaran a un valor máximo de 4 segundos.

Para análisis dinámico y, únicamente para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo fundamental, el valor de  $S_a$  debe evaluarse mediante la siguiente expresión, para valores de periodo de vibración menores a  $T_0$ :

$$S_a = Z F_a \left(1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0}\right) \text{ para } T \leq T_0$$

$$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Si de estudios de microzonificación sísmica del suelo de Quito (secciones 2.5.4.1, 2.5.4.9.1 y 2.5.4.9.2 del NEC-11), se establecen valores de  $F_a$ ,  $F_d$ ,  $F_s$  y de  $S_a$  diferentes a los establecidos en esta sección (apartados 2.5.4.8 y 2.5.5.1), se podrán utilizar los valores de los dichos estudios, prevaleciendo los de esta sección como requisito mínimo.

## 7.4. Metodología de cálculo

### 7.4.1. Cálculo de los esfuerzos en las pantallas.

El cálculo de los esfuerzos en las pantallas se realizará mediante programas de cálculo matricial habituales para estas estructuras (Rido, Cype,...) a partir de la envolvente de esfuerzos obtenida considerando un valor mínimo y un valor máximo del coeficiente de balasto horizontal del terreno. Estos valores se definirán en el Anejo de Geotecnia del proyecto.

A efectos del cálculo de las pantallas, en el trasdós se considerará la presión hidrostática considerando la influencia del flujo en equilibrio, aplicando un procedimiento similar al que se presentan en las recomendaciones de la ROM. Consiste en determinar el gradiente hidráulico en ambos lados de la pantalla. Estos valores vienen dados por las siguientes expresiones.

$$P_w^{afluj} = z_a \cdot \gamma_w - z_a \cdot \gamma_w \cdot i_a$$

$$P_w^{pfluj} = z_p \cdot \gamma_w - z_p \cdot \gamma_w \cdot i_p$$

Siendo:

$$i_a: \text{gradiente hidr\u00e1ulico en el lado activo} \quad i_a = \frac{0,7H}{h_2 + \sqrt{h_1 \cdot h_2}}$$

$$i_b: \text{gradiente hidr\u00e1ulico en el lado pasivo} \quad i_b = \frac{-0,7H}{h_2 + \sqrt{h_1 \cdot h_2}}$$

Donde:

ia: gradiente hidr\u00e1ulico en el lado activo

ib: gradiente hidr\u00e1ulico en el lado pasivo

h1: longitud vertical de filtraci\u00f3n en el lado activo

h2: longitud vertical de filtraci\u00f3n en el lado pasivo

H: magnitud de la sobrepresi\u00f3n hidrost\u00e1tica

$P_w^{aflux}$ : Ley de presi\u00f3n del agua en el lado activo con flujo

$P_w^{pflux}$ : Ley de presi\u00f3n del agua en el lado pasivo con flujo

$\gamma_w$ : Peso espec\u00edfico del agua

En las conexiones de las pantallas con otros elementos estructurales (losas y/o estampidores) deber\u00e1n considerarse en el c\u00e1lculo las acciones sobre la pantalla inducidas por estos, as\u00ed como la rigidez que estos oponen al movimiento de la pantalla.

#### 7.4.2. C\u00e1lculo de los esfuerzos en la losa superior.

La cubierta ser\u00e1 una losa de hormig\u00f3n armado ejecutada in situ sobre el terreno. Desde un punto de vista estructural tiene un comportamiento a flexi\u00f3n debido a las cargas permanentes (peso propio, relleno de tierras sobre la propia losa y cargas debidas a elementos a cota de terreno) y a las sobrecargas sobre el nivel de calle. Adicionalmente est\u00e1 sometida a un esfuerzo de compresi\u00f3n generado por el empuje del terreno sobre las pantallas.

La losa apoya directamente sobre la pantalla (previamente descabezada), con lo cual la carga vertical se transmite entre elementos directamente.

Estructuralmente la conexi\u00f3n de la losa superior con la pantalla podr\u00e1 ser una rotula ideal, excepto que por calculo sea preciso un nudo r\u00edgido con la incorporaci\u00f3n a posteriori de una r\u00f3tula pl\u00e1stica. Ambos casos garantizan un mejor comportamiento s\u00edsmico respecto a la conexi\u00f3n perfectamente r\u00edgida. En efecto, una estructura enterrada m\u00e1s flexible reacciona menos a la distorsi\u00f3n del terreno impuesta por la propagaci\u00f3n de ondas s\u00edsmicas de corte en el suelo; con lo cual, sus esfuerzos son notablemente inferiores.

El dimensionamiento a flexi\u00f3n de la losa superior tendr\u00e1 en cuenta la p\u00e9rdida de rigidez de las pantallas as\u00ed como el fen\u00f3meno de fluencia de la losa superior. Si por c\u00e1lculo se prev\u00e9 la formaci\u00f3n de r\u00f3tulas pl\u00e1sticas en los extremos de la losa, la armadura a flexi\u00f3n positiva de la losa deber\u00e1 tener en cuenta este evento.

#### 7.4.3. C\u00e1lculo de los esfuerzos de los elementos estructurales intermedios.

Los niveles intermedios se resolver\u00e1n mediante losas o bien estampidores de hormig\u00f3n armado. Desde un punto de vista estructural deben resistir su peso propio a flexi\u00f3n y las compresiones transmitidas por las pantallas. Adicionalmente deber\u00e1 soportar las cargas de los elementos que graviten sobre ella, en el caso de haber.

Estructuralmente las uniones entre estos elementos y las pantallas ser\u00e1n articuladas, mediante el empleo de pasadores centrados en la losa (o en las vigas de atado que conectan lateralmente los estampidores). Los taladros en pantalla se rellenar\u00e1n de mortero antes de la inserci\u00f3n de las barras de conexi\u00f3n.

En el dimensionamiento se deber\u00e1 prestar especial atenci\u00f3n a los fen\u00f3menos de inestabilidad por compresi\u00f3n de estos elementos.

#### 7.4.4. C\u00e1lculo de los esfuerzos en losas inferiores

Las losas inferiores ser\u00e1n de hormig\u00f3n armado y se ejecutar\u00e1n in situ sobre el terreno. Desde un punto de vista estructural tienen un comportamiento a flexi\u00f3n debido a las cargas permanentes (peso propio y a las sobrecargas de uso. Adicionalmente estos elementos estar\u00e1n sometidos a una carga debida a la supresi\u00f3n existente. En principio se prev\u00e9 el empleo de losas planas.

An\u00e1logamente al caso de uniones entre pantallas y elementos intermedios, la conexi\u00f3n losa inferior-pantalla ser\u00e1 una rotula ideal, mediante el uso de pasadores centrados en la secci\u00f3n de interfaz con la pantalla.

#### 7.4.5. C\u00e1lculo de los esfuerzos s\u00edsmicos en pantallas.

- Evaluaci\u00f3n de la respuesta del suelo frente a la acci\u00f3n s\u00edsmica.

Las ondas que se propagan como consecuencia de la excitaci\u00f3n s\u00edsmica son de tres tipos: ondas de compresi\u00f3n, tambi\u00e9n llamadas longitudinales (ondas P) porque se propagan en la direcci\u00f3n de la onda; ondas transversales o de cizalla (ondas S) que se desplazan perpendicularmente a la direcci\u00f3n de propagaci\u00f3n, y ondas superficiales, como son las denominadas ondas Rayleigh (ondas R), que provocan un movimiento elipsoidal en el plano vertical que pasa por la direcci\u00f3n de propagaci\u00f3n, y ondas Love (ondas L), que se desplazan provocando un movimiento de cizalla que oscila solamente en el plano horizontal.

En las cimentaciones de las estructuras m\u00e1s superficiales, y las estaciones o los t\u00faeles m\u00e1s superficiales se pueden asemejar bastante, son en muchos casos las ondas m\u00e1s superficiales las causantes de los mayores da\u00f1os.

Como consecuencia de la incidencia del conjunto de ondas transmitidas por los terremotos, se producen unas distorsiones sobre la estructura que se pueden dividir en:

- Deformaciones axiales y curvaturas.

Estas deformaciones se desarrollan en un t\u00fanel con alineaci\u00f3n horizontal o casi horizontal (la mayor\u00eda) cuando las ondas s\u00edsmicas se propagan tanto en paralelo como en sentido

oblicuo al eje del túnel. Las consideraciones generales en el diseño del revestimiento del túnel para este tipo de deformaciones son básicamente en sentido longitudinal al eje del túnel. El comportamiento del túnel en el medio es similar al de una viga embebida sujeta a las deformaciones / tensiones impuestas por el terreno.

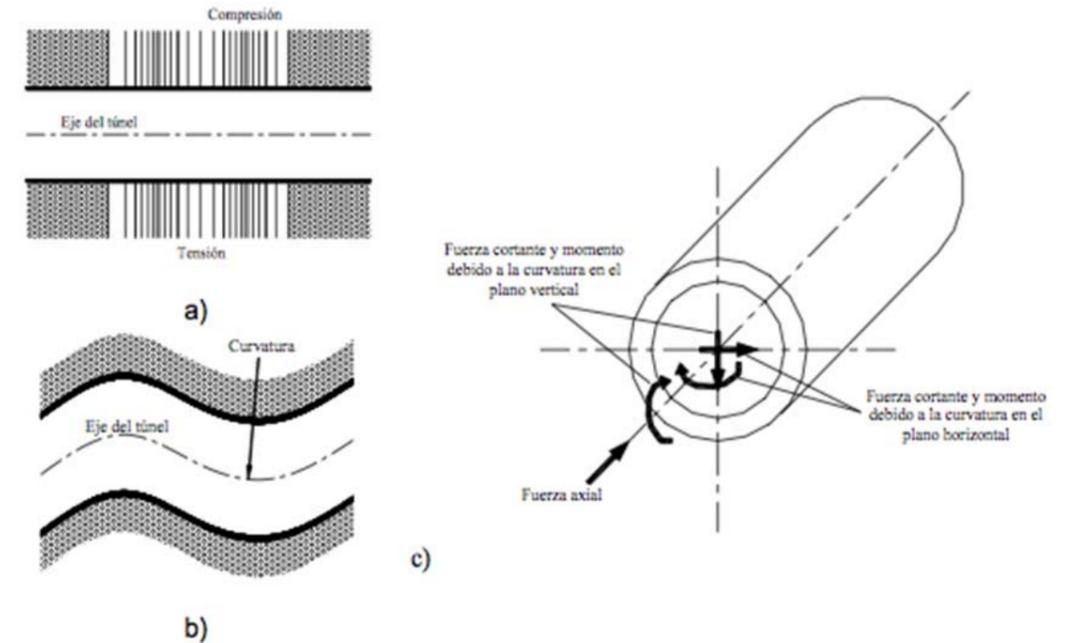
- Distorsiones tipo Ovaling (túnel circular) o Racking (túnel rectangular).

Estas distorsiones se pueden desarrollar cuando las ondas se propagan en una dirección perpendicular o casi perpendicular al eje del túnel, provocando una distorsión de la sección transversal del revestimiento. El comportamiento del revestimiento se puede simular como una estructura enterrada sujeta a las deformaciones del terreno en un modelo 2D con condición de tensión plana. Las distorsiones pueden ser causadas por ondas que se propagan en sentido vertical, horizontal u oblicuo, siendo las más desfavorables y condicionantes para el diseño del revestimiento las que se propagan en sentido vertical (que producen la sacudida en sentido horizontal).

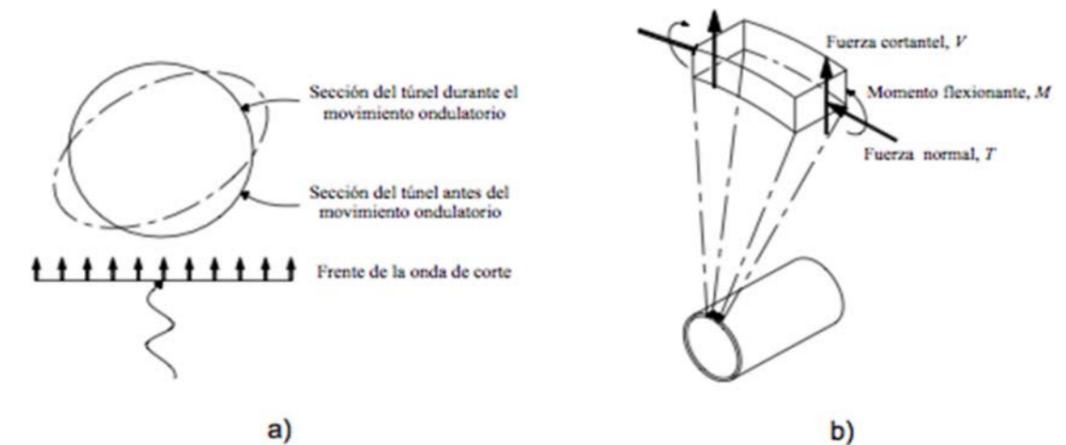
Como consecuencia de la distinta incidencia del conjunto de ondas transmitidas por los terremotos, los efectos en este tipo de estructuras son distorsiones, fuerzas y momentos en sentido longitudinal y transversal.

El método de las deformaciones de *campo libre* calcula las deformaciones del terreno causadas por las ondas producidas durante el evento sísmico en ausencia de la estructura. Estas deformaciones no tienen en cuenta la interacción entre la estructura enterrada y el terreno circundante, pero pueden proporcionar una primera estimación de la deformación de la estructura. Existen soluciones matemáticas determinadas para las ecuaciones que rigen estos movimientos.

A continuación se adjuntan los valores de la deformación y la curvatura que se producen en un túnel como consecuencia de las sollicitaciones dinámicas, tanto las internas (ondas P y S) como las superficiales (ondas Rayleigh).



Esfuerzos en sentido longitudinal



Esfuerzos en sentido transversal

**DEFORMACIONES Y CURVATURAS DEBIDAS AL PASO DE LAS ONDAS SÍSMICAS.  
FUENTE: ST. JOHN Y ZAHRAH**

TIPO DE ONDA	DEFORMACIÓN LONGITUDINAL	DEFORMACIÓN NORMAL	DEFORMACIÓN ANGULAR	CURVATURA
ONDAS P	$\epsilon_{1m} = \frac{V_p}{C_p} \cos^2 \phi$	$\epsilon_{1m} = \frac{V_p}{C_p} \sin^2 \phi$	$\gamma = \frac{V_p}{C_p} \sin \phi \cos \phi$	$\frac{1}{\rho} = \frac{a_p}{C_p^2} \sin \phi \cos^2 \phi$
	$\epsilon_{1m} = \frac{V_p}{C_p}$	$\epsilon_{1m} = \frac{V_p}{C_p}$	$\gamma_m = \frac{V_p}{2C_p}$	$\frac{1}{\rho_m} = 0,385 \frac{a_p}{C_p^2}$
Valores máximos	Para $\phi = 0^\circ$	Para $\phi = 90^\circ$	Para $\phi = 45^\circ$	Para $\phi = 35^\circ 16'$
ONDAS S	$\epsilon_{1m} = \frac{V_s}{C_p} \sin \phi \cos \phi$	$\epsilon_n = \frac{V_s}{C_s} \sin \phi \cos \phi$	$\gamma = \frac{V_s}{C_s} \cos^2 \phi$	$K = \frac{a_s}{C_s^2} \cos^3 \phi$
	$\epsilon_{1m} = \frac{V_s}{2C_s}$	$\epsilon_{nm} = \frac{V_s}{2C_s}$	$\gamma_m = \frac{V_s}{C_s}$	$K_m = \frac{a_s}{C_s^2}$
Valores máximos	Para $\phi = 45^\circ$	Para $\phi = 45^\circ$	Para $\phi = 0^\circ$	Para $\phi = 0^\circ$
ONDAS R (1)	$\epsilon_{1m} = \frac{V_{Rp}}{C_R} \cos^2 \phi$	$\epsilon_n = \frac{V_{Rp}}{C_R} \sin^2 \phi$	$\gamma = \frac{V_{Rp}}{C_R} \sin \phi \cos \phi$	$K = \frac{a_{Rp}}{C_R^2} \sin \phi \cos^2 \phi$
	$\epsilon_{1m} = \frac{V_{Rp}}{C_R}$	$\epsilon_{1m} = \frac{V_{Rp}}{C_R}$	$\gamma_m = \frac{V_{Rp}}{2C_R}$	$K_m = 0,385 \frac{a_{Rp}}{C_R^2}$
Valores máximos	Para $\phi = 0^\circ$	Para $\phi = 90^\circ$	Para $\phi = 45^\circ$	Para $\phi = 35^\circ 16'$
ONDAS R (2)		$\epsilon_n = \frac{V_{Rs}}{C_R} \sin \phi$	$\gamma = \frac{V_{Rp}}{C_R} \cos \phi$	$K = \frac{a_{Rs}}{C_R^2} \cos^2 \phi$
		$\epsilon_{1m} = \frac{V_{Rs}}{C_R}$	$\gamma_m = \frac{V_{Rp}}{2C_R}$	$K_m = \frac{a_{Rs}}{C_R^2}$
Valores máximos		Para $\phi = 90^\circ$	Para $\phi = 0^\circ$	Para $\phi = 0^\circ$

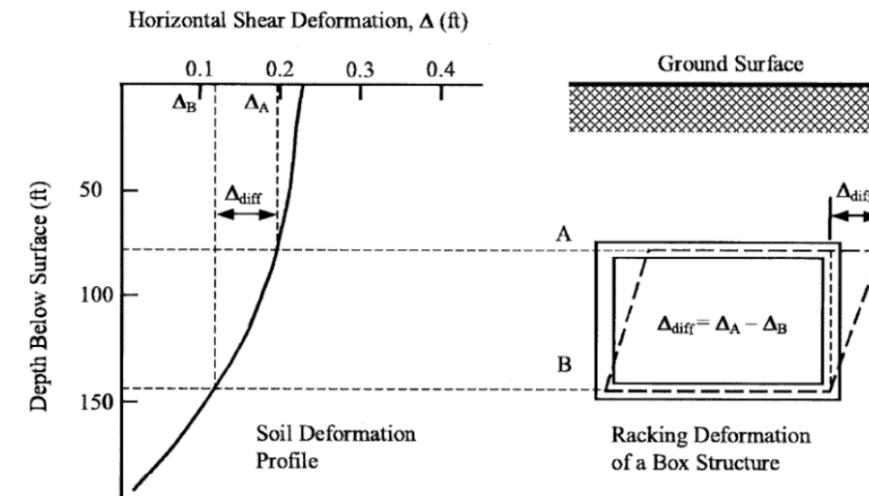
(\*) El subíndice m corresponde con valores máximos de deformación

(1) Componente de compresión; (2) Componente de corte

- Método de cálculo para la evaluación de los esfuerzos sobre la estructura.

El método propuesto para la determinación de los esfuerzos sobre la estructura en el evento sísmico es el **Método de diseño paso a paso considerando la interacción terreno estructura** que está basado en la Teoría del Campo Libre, con la consideración de la interacción de rigideces entre el terreno y la estructura.

El método de diseño paso a paso considerando la interacción terreno estructura está ampliamente recogido en la bibliografía y es de aplicación para este tipo de estructuras.



**Procedimiento de diseño paso a paso considerando la interacción terreno-estructura.**

Mediante un simple análisis con elementos tipo barra se puede obtener un diseño adecuado en estas estructuras rectangulares.

El procedimiento está basado en la teoría del campo libre pero tiene en cuenta la interacción de la estructura y el terreno mediante la determinación de unos coeficientes y de flexibilidad de racking.

El procedimiento consiste en:

1. Dimensionamiento de la estructura frente a las acciones puramente estáticas (sin sismo).
2. Estimación de la deformación de campo libre de las tensiones y deformaciones del terreno.

$$\gamma = \frac{V_s}{C_s}$$

Donde:

- $\gamma$  Distorsión angular del terreno debida a la onda transversal S.
- $V_s$  Velocidad máxima de la partícula.

- $C_s$  Velocidad efectiva de propagación de la onda de corte.
- $H$  Distancia vertical entre los ejes de las losas.

La deflexión (racking) de la estructura según la teoría del campo libre es  $\Delta_{FF} = \gamma \cdot H$

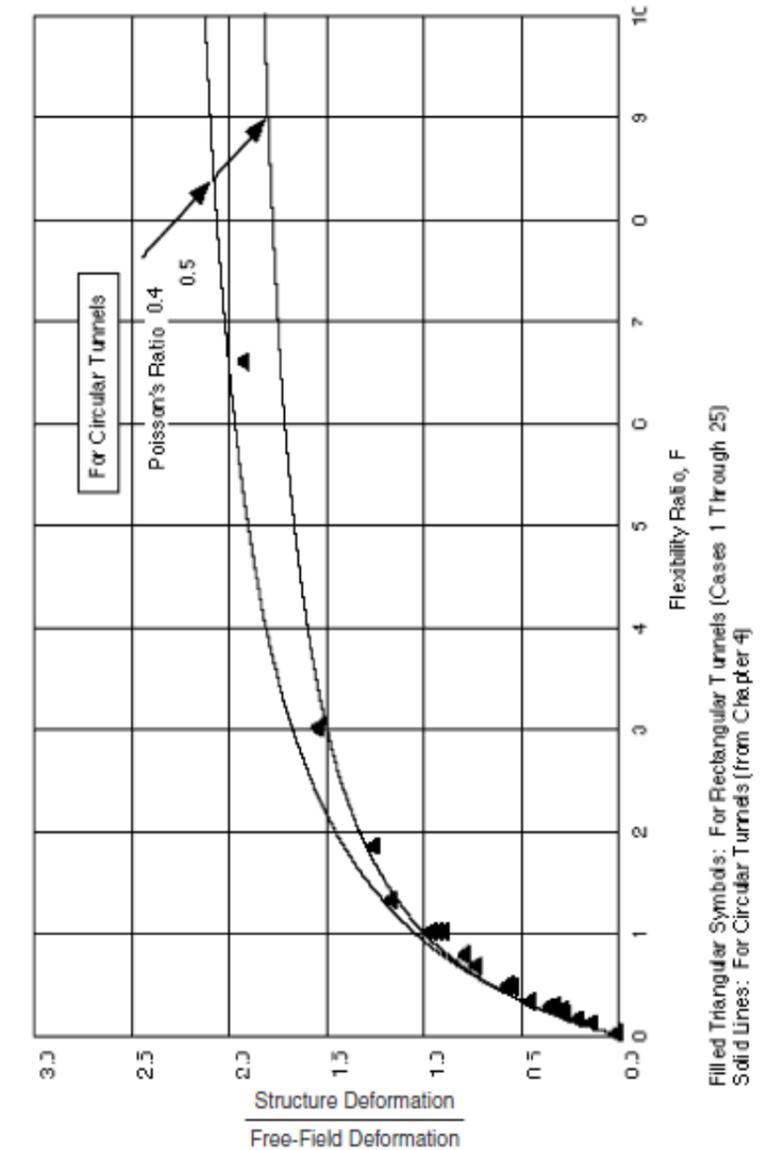
3. Determinación de la rigidez relativa entre el terreno y la estructura.

$$F = \frac{G \cdot L}{K_1 \cdot H}$$

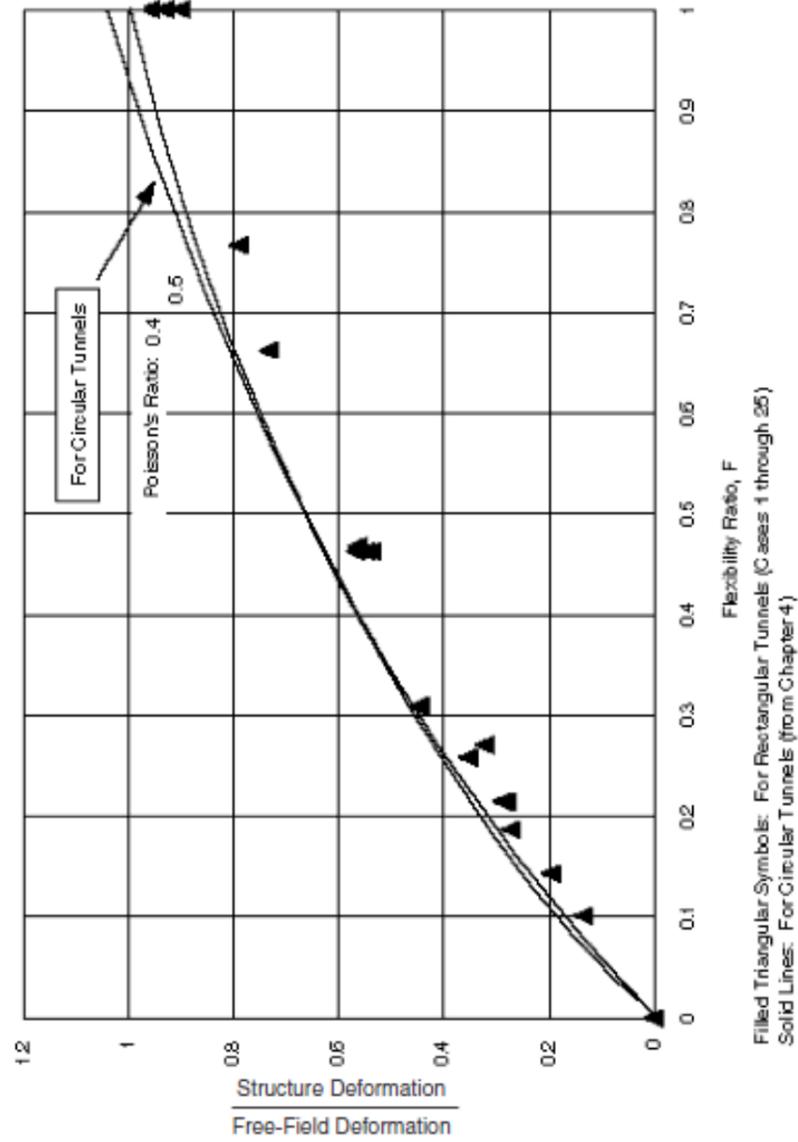
Donde:

- $F$  Factor de flexibilidad ( $F > 1$ : estructura flexible;  $F \leq 1$ : estructura rígida).
  - $G$  Módulo de deformación a cortante del terreno.
  - $L$  Distancia horizontal entre los ejes de las pantallas.
  - $K_1$  Rigidez de la estructura = Fuerza que produce un racking unitario.
4. Determinación del coeficiente de racking en base al factor de flexibilidad. Se utilizan los siguientes gráficos del libro “*Seismic Design of Tunnels – A Simple State of the Art Design Approach*” – *Jaw-Nan Wang and Parsosns Brinckerhoff*
- **Figure 34** Factor de flexibilidad  $F > 1$  (caso de estructura flexible).
  - **Figure 35** Factor de flexibilidad  $F < 1$  (caso de estructura rígida).

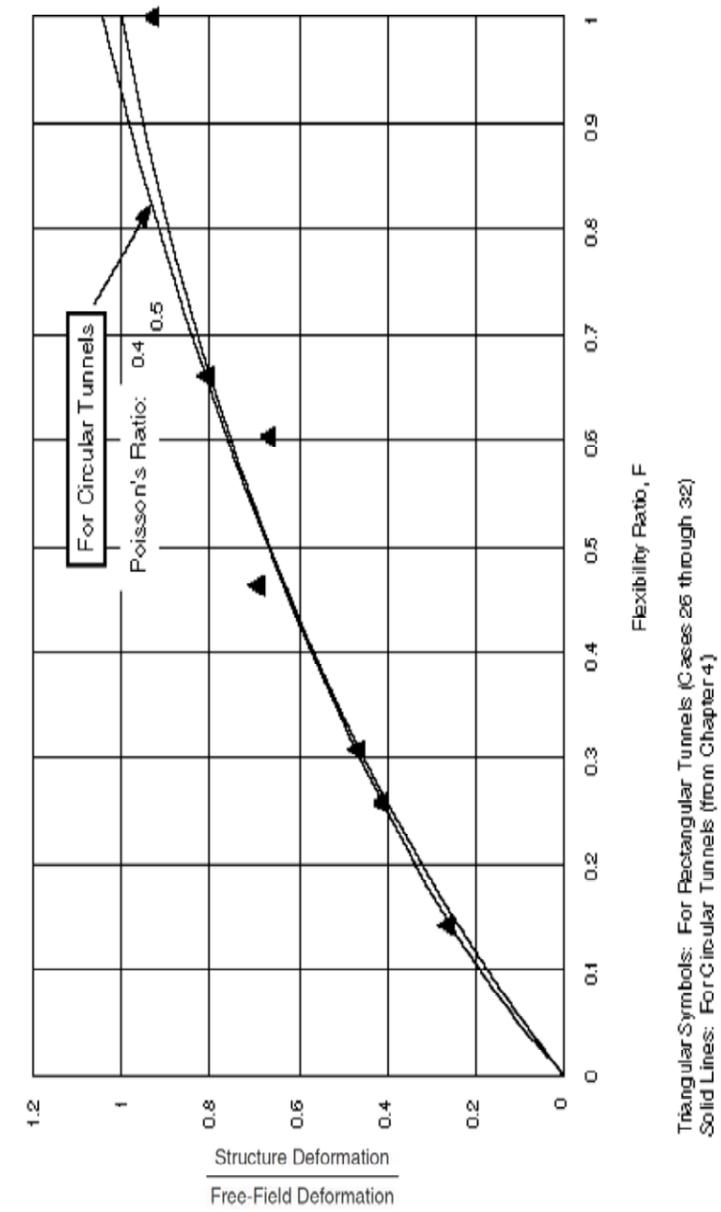
Caso de la presencia de un estrato rígido próximo a la estructura.



**Figure 34.**  
**Normalized Structure Deflections**



**Figure 35.**  
**Normalized Structure Deflections**



**Figure 37.**  
**Normalized Structure Deflections**

- Calcular la distorsión actual de la estructura como el producto de la distorsión de campo libre y el coeficiente de racking calculado en (4).

$$\Delta_{DIFF} = \Delta_A - \Delta_B = R \cdot \Delta_{FF}$$

- Imponer a la estructura las deformaciones calculadas en (5) y obtener los esfuerzos debidos a las mismas.
- Sumar los esfuerzos de (6) con los calculados en (1).

#### 7.4.6. Cálculo de los esfuerzos en las estructuras tipo marco

Para estas estructuras se ha empleado el programa de elementos finitos CYPE que permite realizar modelos tridimensionales de las estructuras.

Las cargas de tierras se han introducido como cargas permanentes superficiales, y las cargas de vehículos como cargas puntuales o lineales. El empuje de tierras en los muros también es considerado.

El efecto sísmico se tiene en cuenta automáticamente por el programa según los parámetros expuestos en el apartado 7.3 *Normativas, materiales y cargas consideradas* de esta misma sección, y el programa calcula el espectro elástico correspondiente.

Las combinaciones de hipótesis de cargas se calculan automáticamente según el código elegido (ACI 318), y el programa dimensiona el armado teniendo esta normativa como referencia.

#### 7.5. Programas de cálculo empleados

A continuación se adjuntan los programas de cálculo de estructuras más relevantes que es emplearán para el dimensionamiento y comprobación de las mismas.

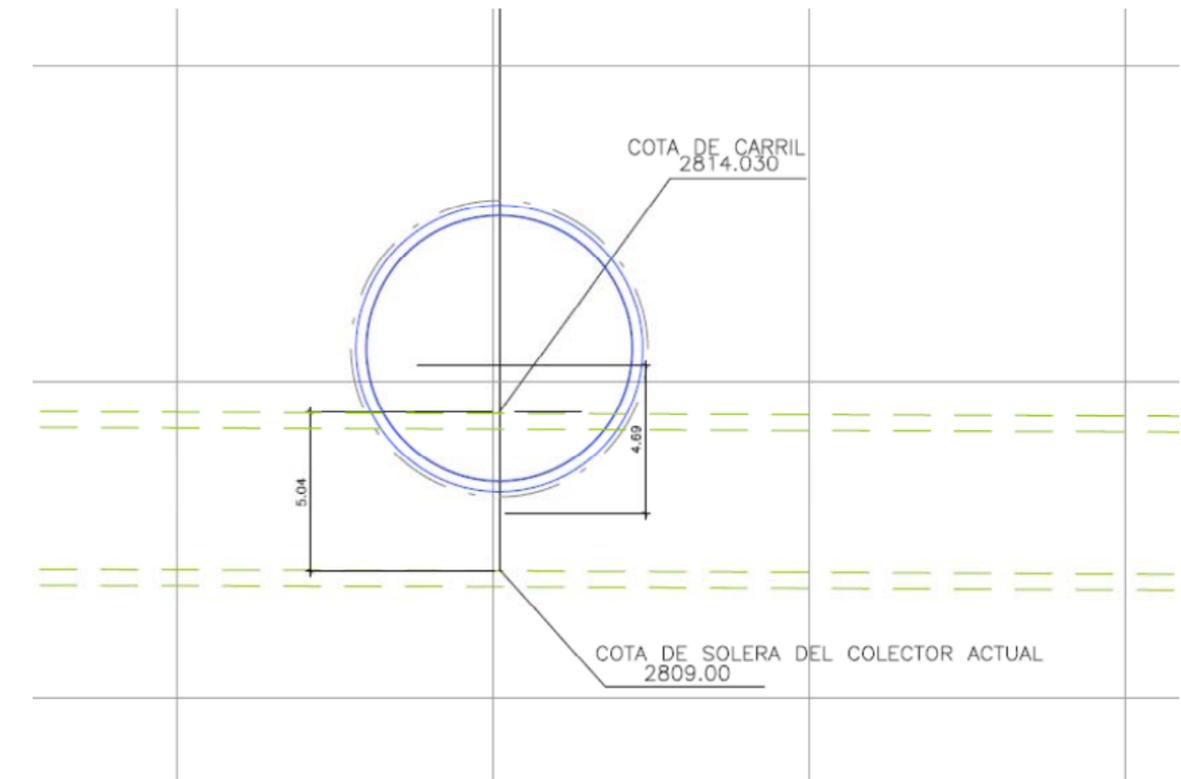
- RIDO V 4.12.01.b
- CYPE
- SAP 2000 v 12
- CUBUS (Statik, Fagus y Cedrus)

## 8. OBRAS DE REFUERZO PARA EL PASO DEL TÚNEL

### 8.1. Colector del Río Grande en el P.K. 14+630

#### 8.1.1. Descripción

Forzada su rasante por la proximidad a las estaciones Solanda y El Calzado –en especial a la primera, el túnel de línea interceptaría en el PK 14+630 a la galería en que actualmente se encuentra canalizado el río Grande.

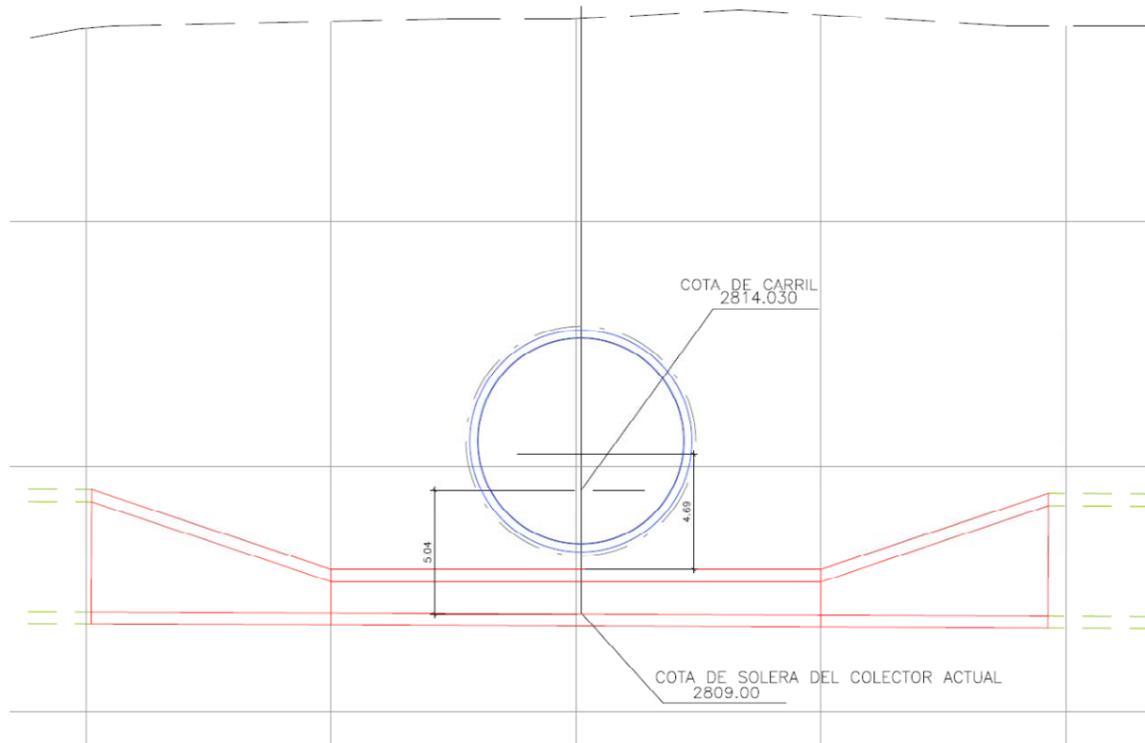


*Problemática coincidencia entre túnel y galería*

La canalización del río Grande se ha construido en hormigón armado, con sección abovedada en medio punto de 3.40 m de ancho y 4.50 m de altura a clave.

Analizadas las posibilidades de modificar trazados, se ha considerado como mejor solución la modificación local y el refuerzo de la galería para permitir el paso del túnel sobre ella en el punto previsto.

Esta modificación implica un considerable rebaje en la altura de la galería, que se compensa con una importante ampliación del ancho en la zona afectada.



Solución propuesta

Un condicionante fundamental para resolver esta modificación local del colector es que la obra debe realizarse sin cortarlo.

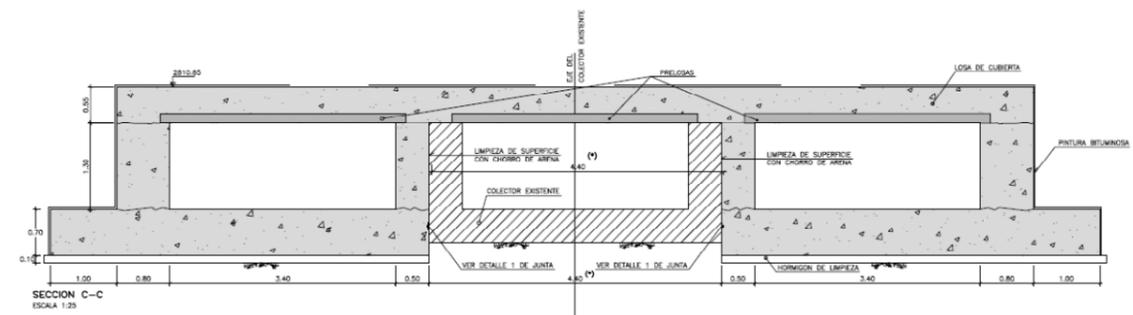
La posibilidad de un desvío es dudosa por la dificultad de excavarlo en mina, debido a las desfavorables condiciones de los rellenos recientes que lo recubren, y a la muy importante extensión de la plataforma de trabajo necesaria para su ejecución a cielo abierto.

La afección al entorno del gran vaciado necesario para alojar el desvío y la obra definitiva a 24 m de profundidad respecto a la superficie no se ha considerado aceptable.

La solución proyectada consiste en el rebaje local –en unos veinte metros de su trazado- de la altura interior del colector a 1.30 m, lo que permitirá el paso de la tuneladora sobre su cubierta con una distancia de seguridad mínima de unos 50 cm.

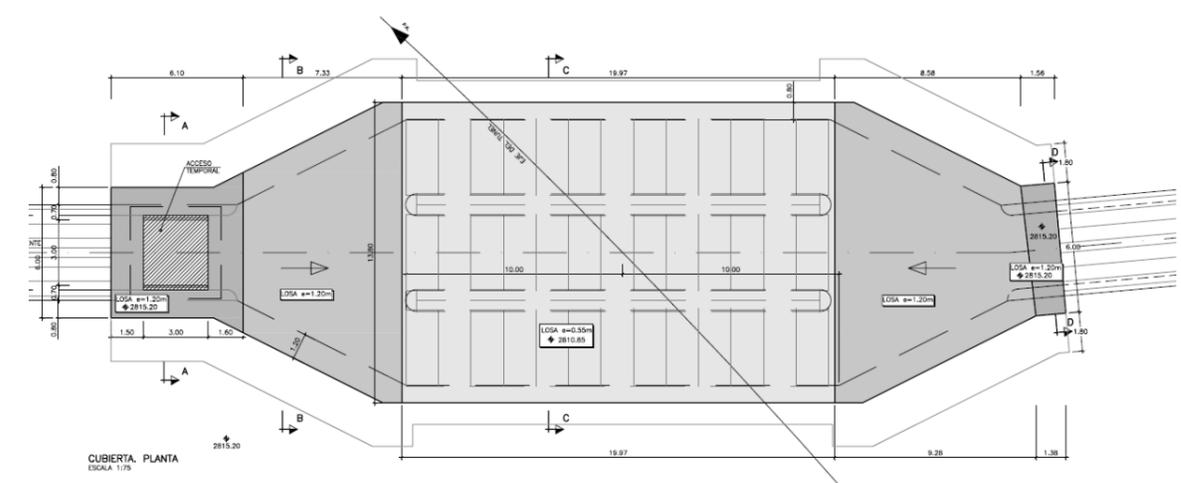
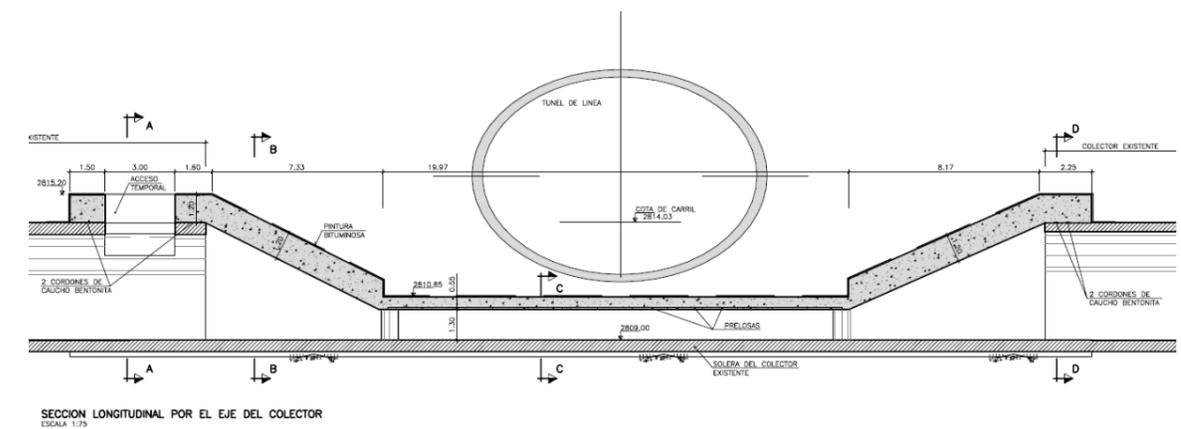
El colector rebajado se mantendrá en servicio, y para complementar su capacidad se construirán, adosados a izquierda y derecha dos nuevos canales de 3,40 m de ancho.

Con una losa de cubierta común, la sección resultante es un marco tricelular con elementos de 3.40x1.30 m de sección unitaria.



Sección en la zona rebajada

En ambos extremos de la zona rebajada se construyen cámaras de transición, de unos 10 m de longitud, en las que se demuelen por completo los cajeros del colector actual y la sección se acomoda en ancho y altura hasta entroncar con la galería existente.



Todos los nuevos elementos serán de hormigón armado, y dada la posible presencia de aguas residuales se utilizará para todos ellos cemento resistente a los sulfatos.

### 8.1.2. Acciones consideradas

Para el diseño de espesores y armaduras de la zona remodelada del colector se han considerado las cargas de tierras, el agua –en el terreno y el colector–, y las acciones sísmicas.

### 8.1.3. Métodos de cálculo y comprobación

El sistema completo se ha modelizado en tres dimensiones mediante elementos finitos. Del cálculo, realizado con el programa SAP 2000, se han obtenido los valores de solicitaciones máximas utilizadas para la comprobación y armado de los distintos elementos.

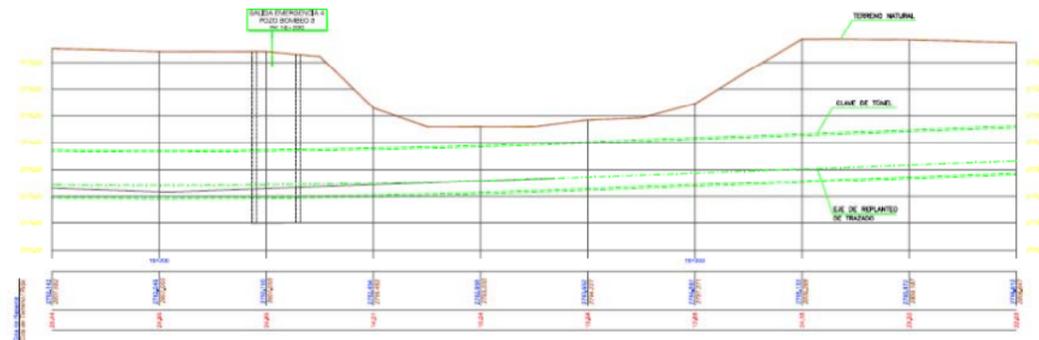
## 8.2. Paso bajo el Machángara en el P.K. 16+250

### 8.2.1. Descripción

En el recorrido de la línea entre las estaciones El Calzado y El Recreo, el trazado cruza bajo el río Machángara. Debido a los condicionantes de accesibilidad en estaciones, a la limitación de pendiente del trazado, y a la acusada profundidad del cauce del río respecto a los terrenos circundantes, este cruce se realiza con una muy reducida cobertera, del orden de 2,50 metros.

Para resolver el problema de excavabilidad del túnel de línea con escasa montera y bajo el nivel freático se ha proyectado un sistema estructural que permite cumplir con los que se consideran condicionantes principales:

- Mantener abierto el curso del río en todo momento de la obra.
- Obtener una elevada seguridad frente a la erosión.
- 



La solución elegida desarrolla una serie de elementos destinados a la protección inmediata y de largo plazo del túnel de línea, que se construirán manteniendo el cauce abierto

Se realizará una sustitución del terreno por hormigón pobre en el fondo del cauce, en la zona de influencia del paso de la tuneladora, hasta una profundidad de unos 3,50 m,

Sobre el terreno sustituido se construirán in situ tres marcos de hormigón armado de sección útil cuadrada de cinco metros de lado, uno de ellos independiente y los restantes formando una sección bicelular, por los que se canalizará el caudal del río.

Los espesores considerados para los marcos son 0.65 m en solera, y 0.60 m en dinteles y hastiales, excepto el hastial común del bicelular, cuyo espesor será 1,00 m.

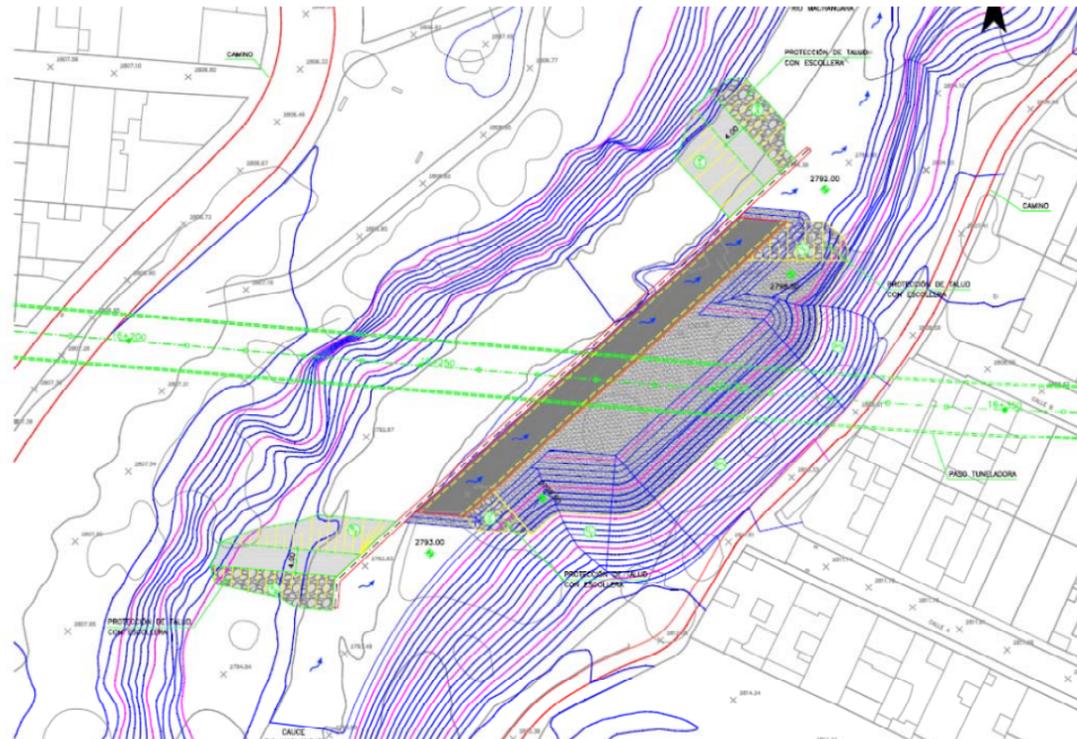
Los marcos se estabilizan y se vinculan mediante una losa de 1 m de espesor hormigonada sobre ellos, anclada al terreno por la pantalla de desvío.

Sobre la losa se terraplena hasta conseguir un macizo apoyado en ambas márgenes y enrasada su coronación –de 12 m de ancho– con el terreno en la plataforma correspondiente, de forma que se genera la oportunidad de crear un vial de comunicación entre los barrios de ambas márgenes del Machángara en la zona.

Hasta conseguir la canalización del río a través de los tres marcos previstos el trabajo se realizará por fases:

Se construirá una plataforma de trabajo afectando aproximadamente a la mitad del ancho del cauce, para ejecutar en su límite hacia el río una pantalla de hormigón armado que servirá como contención del agua, cerrando un recinto con los extremos de la plataforma.

En este recinto se realiza la sustitución del terreno del fondo del cauce y se construye sobre el cauce mejorado uno de los marcos (el más próximo a la margen derecha), rellenando en su trasdós hasta cerrar con la margen derecha.



Desvío el río por el marco de margen derecha se excava el recinto para la obra en margen izquierda. Retiradas las ataguías se mantiene el río desviado por el nuevo marco, que se considera suficiente sección, dado que supera a los actualmente instalados aguas arriba y aguas abajo del cruce con el túnel.

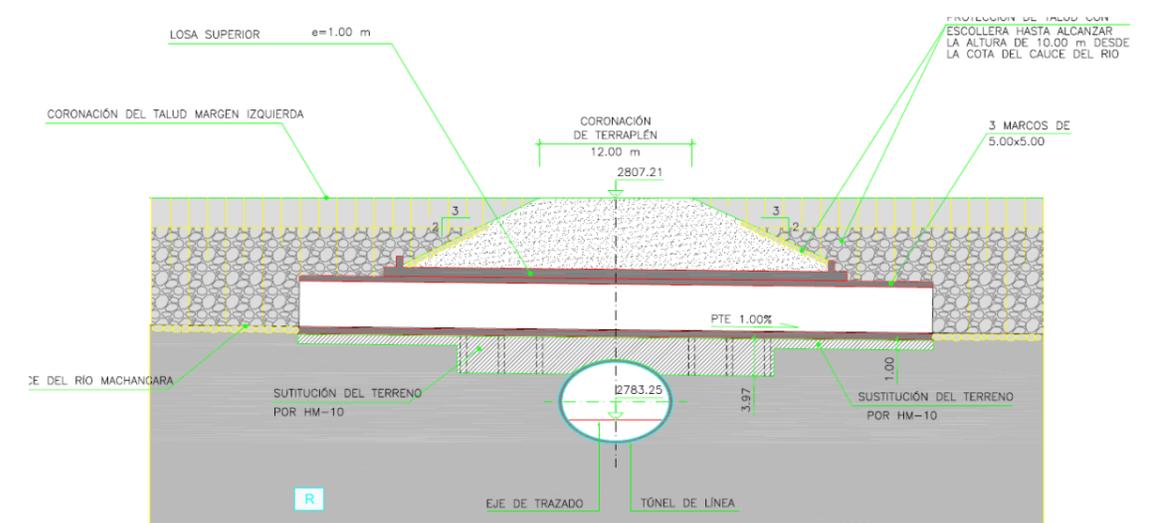
Una vez desviado el río se repetirán las operaciones de sustitución del terreno, construcción de los marcos de hormigón armado y relleno hasta enlazar con la margen izquierda.

Sobre la plataforma creada por los dinteles de los marcos y los rellenos de alcance a cada margen se hormigonará la losa de atado, y se extenderán y compactarán los rellenos, protegidos por un manto de escollera hasta 10 m de altura sobre la cota del cauce.



Planta de la obra de refuerzo terminada

Finalmente, se protegerán con escollera el fondo del cauce y las márgenes hasta 10 m de altura sobre la cota de cauce, en una longitud no menor de 30 m desde las boquillas de aguas arriba y de aguas abajo de los marcos.



Sección de la obra terminada

Se ha previsto la instalación de tubos de pvc para reinyectar –eventualmente- el huelgo de corte en el terreno sustituido sobre el túnel, cubriendo el riesgo de que se fracture y se produzca una importante pérdida de terreno, situación muy poco previsible.

Aunque las cargas transmitidas al terreno son moderadas, del orden de 0.2 a 0.25 MPA, se ha previsto la posibilidad, si así se requiere, de realizar adicionalmente un tratamiento del terreno de base de la obra.

### **8.2.2. Acciones consideradas**

Los elementos estructurales que componen el sistema se han proyectado considerando las acciones de las tierras -cargas y empujes-, el agua en el terreno y libre (en el río), y la acción sísmica.

Aunque la coronación del terraplén sobre los marcos de encauzamiento permitirá el establecimiento de un vial, no se consideran sobrecargas de tráfico, ya que la gran altura de tierras permite su difusión, alcanzando valores despreciables a cota de la losa sobre los marcos.

### **8.2.3. Métodos de cálculo y comprobación**

Para el diseño y la comprobación de la pantalla se ha utilizado el programa RIDO, anteriormente descrito, y que considera la interacción estructura – terreno. Los marcos y la losa se han estudiado con modelos planos de elementos finitos tipo barra, procesados con el programa SAP 2000, en los que ha incluido el terreno de apoyo.

**ANEJO Nº 14**

**INTEGRACIÓN URBANA Y PAISAJÍSTICA**



## ÍNDICE

<b>1. INTRODUCCIÓN Y OBJETO</b>	<b>1</b>	<b>5.6.1. Afección</b>	<b>22</b>
1.1. Integración urbana	1	5.6.2. Reposición	22
1.2. Integración paisajística	1	<b>5.7. Salida de emergencia 1 (p.k. 11+380)</b>	<b>22</b>
<b>2. ANTECEDENTES Y MARCO LEGISLATIVO</b>	<b>2</b>	5.7.1. Afección	22
<b>3. ZONAS DE AFECCIÓN</b>	<b>2</b>	5.7.2. Reposición	22
3.1. Métodos constructivos	2	<b>5.8. Quebrada Las Cuadras</b>	<b>22</b>
3.2. Identificación de las zonas de afección superficial	3	<b>5.9. Estación 2. Morán Valverde (pp.kk. 11+922 / 12+102)</b>	<b>23</b>
3.3. Situación actual	4	5.9.1. Afección	23
3.3.1. Túnel de línea	4	5.9.2. Reposición	23
3.3.2. Estaciones	4	<b>5.10. Túnel entre pantallas (pp.kk. 12+102/ 12+400)</b>	<b>24</b>
3.3.3. Pozos y salidas de emergencia	10	5.10.1. Afección	24
<b>4. CONDICIONES GENERALES</b>	<b>14</b>	5.10.2. Reposición	24
4.1. Integración urbana	14	<b>5.11. Salida de emergencia 2 (p.k. 12+620)</b>	<b>24</b>
4.1.1. Actuaciones preventivas	14	5.11.1. Afección	24
4.1.2. Actuaciones correctoras	14	5.11.2. Reposición	24
4.1.3. Reposición	14	<b>5.12. Pozo de ventilación 1 (p.k. 13+020)</b>	<b>24</b>
4.1.4. Integración paisajística	14	5.12.1. Afección	24
4.1.5. Actuaciones preventivas	15	5.12.2. Reposición	24
4.1.6. Actuaciones correctoras	16	<b>5.13. Salida de Emergencia 3 (p.k. 13+680)</b>	<b>24</b>
4.1.7. Restauración	18	5.13.1. Afección	24
<b>5. ZONAS DE ACTUACIÓN</b>	<b>18</b>	5.13.2. Reposición	24
5.1. Túnel de acceso a cocheras (pp.kk. 9+409 / 10+000)	18	<b>5.14. Estación La Solanda (pozo de bombeo 2) 14+250</b>	<b>24</b>
5.1.1. Afección	18	5.14.1. Afección	24
5.1.2. Reposición	19	5.14.2. Reposición	25
5.2. Estación 1. Quitumbe (pp.kk. 10+000/ 10+140)	19	<b>5.15. Pozo de ventilación 2 (p.k. 14+660)</b>	<b>25</b>
5.2.1. Afección	19	5.15.1. Afección	25
5.2.2. Reposición	19	5.15.2. Reposición	25
5.3. Túnel entre pantallas (pp.kk. 10+140/ 10+688)	20	<b>5.16. Estación 4. El Calzado (pp.kk. 15+158 y 15+315)</b>	<b>25</b>
5.3.1. Afección	20	5.16.1. Afección	25
5.3.2. Reposición	20	5.16.2. Reposición	25
5.4. Túnel a cielo abierto (pp.kk. 10+688/ 10+811)	21	<b>5.17. Pozo de ventilación 3 (p.k. 16+030)</b>	<b>25</b>
5.4.1. Afección	21	5.17.1. Afección	25
5.4.2. Reposición	21	5.17.2. Reposición	25
5.5. Túnel entre pantallas (pp.kk. 10+811/ 11+009)	21	<b>5.18. Salida de Emergencia 4/ Pozo bombeo 3 (p.k. 16+220)</b>	<b>26</b>
5.5.1. Afección	21	5.18.1. Afección	26
5.5.2. Reposición	22	5.18.2. Reposición	26
5.6. Pozo de extracción de la tuneladora (pp.kk. 11+009/ 11+033)	22	<b>5.19. Estación 5. El Recreo (p.k. 16+834/ 16+964)</b>	<b>26</b>
		5.19.1. Afección	26
		5.19.2. Reposición	26
		<b>5.20. Pozo de Ventilación 4 (p.k. 17+470)</b>	<b>26</b>
		5.20.1. Afección	26
		5.20.2. Reposición	26
		<b>5.21. Salida de Emergencia 5 (p.k. 18+080)</b>	<b>26</b>
		5.21.1. Afección	26

5.21.2.Reposición	27	5.36.1.Afección	31
<b>5.22. Pozo de Bombeo 4 (p.k. 18+500)</b>	<b>27</b>	5.36.2.Reposición	31
5.22.1.Afección	27	<b>5.37. Estación 11. La Pradera (pp.kk. 26+631/ 26+771)</b>	<b>32</b>
5.22.2.Reposición	27	5.37.1.Afección	32
<b>5.23. Estación 6. La Magdalena (pp.kk. 18+695/ 18+829)</b>	<b>27</b>	5.37.2.Reposición	32
5.23.1.Afección	27	<b>5.38. Pozo de ventilación 10 (p.k. 27+140)</b>	<b>32</b>
5.23.2.Reposición	27	5.38.1.Afección	32
<b>5.24. Salida de emergencia 6 (pp.kk. 19+190)</b>	<b>27</b>	5.38.2.Reposición	32
5.24.1.Afección	27	<b>5.39. Estación 12. La Carolina (pp.kk. 27+559/ 27+699)</b>	<b>32</b>
5.24.2.Reposición	27	5.39.1.Afección	32
<b>5.25. Pozo de extracción 2/ Pozo de ventilación 5 (pp.kk. 19+989/ 20+013)</b>	<b>27</b>	5.39.2.Reposición	33
5.25.1.Afección	27	<b>5.40. Pozo de bombeo 8 (p.k. 27+990)</b>	<b>33</b>
5.25.2.Reposición	27	5.40.1.Afección	33
<b>5.26. Salida de emergencia 7 (pp.kk. 20+860)</b>	<b>28</b>	5.40.2.Reposición	33
5.26.1.Afección	28	<b>5.41. Salida de emergencia 9 (p.k. 28+330)</b>	<b>33</b>
5.26.2.Reposición	28	5.41.1.Afección	33
<b>5.27. Intercambiador 24 de mayo (pp.kk. 21+130/ 21+164)</b>	<b>28</b>	5.41.2.Reposición	34
5.27.1.Afección	28	<b>5.42. Pozo de ventilación 11 (p.k. 28+480)</b>	<b>34</b>
5.27.2.Reposición	28	5.42.1.Afección	34
<b>5.28. Estación 7. San Francisco (pp.kk. 21+397/ 21+518)</b>	<b>28</b>	5.42.2.Reposición	34
5.28.1.Afección	28	<b>5.43. Estación 13. Ñaquito (pp.kk. 29+085/ 29+222)</b>	<b>34</b>
5.28.2.Reposición	28	5.43.1.Afección	34
<b>5.29. Salida de emergencia 8 y Pozo de Bombeo 6 (p.k. 22+300)</b>	<b>28</b>	5.43.2.Reposición	34
5.29.1.Afección	28	<b>5.44. Salida de emergencia 10/ Pozo bombeo 9 (p.k. 29+740)</b>	<b>35</b>
5.29.2.Reposición	28	5.44.1.Afección	35
<b>5.30. Pozo de ventilación 6 (p.k. 22+720)</b>	<b>29</b>	5.44.2.Reposición	35
5.30.1.Afección	29	<b>5.45. Pozo de ventilación 12 (p.k. 29+840)</b>	<b>35</b>
5.30.2.Reposición	29	5.45.1.Afección	35
<b>5.31. Estación 8. La Alameda (pp.kk. 23+310/ 23+469).</b>	<b>29</b>	5.45.2.Reposición	35
5.31.1.Afección	29	<b>5.46. Estación 14. Jipijapa (pp.kk. 30+452/ 30+591)</b>	<b>35</b>
5.31.2.Reposición	29	5.46.1.Afección	35
<b>5.32. Pozo de ventilación 7 (p.k. 23+840)</b>	<b>29</b>	5.46.2.Reposición	36
5.32.1.Afección	29	<b>5.47. Pozo de ventilación 13 (p.k. 30+950)</b>	<b>36</b>
5.32.2.Reposición	29	5.47.1.Afección	36
<b>5.33. Estación 9. El Ejido (pp.kk. 24+202/ 24+409)</b>	<b>30</b>	5.47.2.Reposición	36
5.33.1.Afección	30	<b>5.48. Estación 15. El Labrador (pp.kk. 31+557/ 31+698)</b>	<b>36</b>
5.33.2.Reposición	30	5.48.1.Afección	36
<b>5.34. Pozo de ventilación 8 (p.k. 25+000)</b>	<b>30</b>	5.48.2.Reposición	36
5.34.1.Afección	30	<b>5.49. Fondo de saco (pp.kk. 31+698/ 32+044)</b>	<b>37</b>
5.34.2.Reposición	30	5.49.1.Afección	37
<b>5.35. Estación 10. Universidad Central (pp.kk. 25+456/ 25+589)</b>	<b>31</b>	5.49.2.Reposición	37
5.35.1.Afección	31	<b>5.50. Escombrera</b>	<b>37</b>
5.35.2.Reposición	31	5.50.1.Situación inicial	37
<b>5.36. Pozo de ventilación 9 (p.k. 26+290)</b>	<b>31</b>	5.50.2.Propuesta de restauración	37

## ANEJO Nº 14

### INTEGRACIÓN URBANA Y PAISAJÍSTICA

#### 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETO

##### 1.1. Integración urbana

Cualquier actuación en el medio debe plantearse de acuerdo con el entorno existente para que forme parte de él y se minimicen los impactos que, en general, toda nueva infraestructura causa en el medio. El metro es un medio de transporte subterráneo por lo que, una vez construido, la afección superficial es mínima y por tanto así es su impacto concebido, pero se trata de una gran actuación de carácter lineal, que ocasionará una intrusión en el espacio, por lo que se deberá unificar con el aspecto existente en la actualidad.

La zona de actuación es netamente urbana, estando localizada en una gran ciudad como es Quito, por lo que la cantidad de observadores es elevada y resulta necesario que la población se sienta partícipe en la nueva infraestructura, por lo que se han tenido en cuenta una serie de premisas básicas, como la protección de los elementos próximos, la demolición exclusiva de los elementos necesarios, la accesibilidad en el medio y la reposición de los elementos dañados, con el fin de devolver al medio el aspecto actual.

Para conseguir la incorporación del metro al espacio público de Quito, los componentes introducidos serán acordes con los criterios urbanísticos presentes en la ciudad, lo que se ha tenido en cuenta a la hora de diseñar las partes más visibles (estaciones, salidas de emergencia, pozos, etc.). En general, el proyecto ha sido diseñado primando la accesibilidad de la nueva infraestructura, puesto que ésta potencia la relación con el entorno, partiendo del convencimiento de que un espacio público, sólo se conoce, valora y apropia si es accesible; por tanto, se procurará que exista una correlación entre la infraestructura y el resto de las actividades tanto existentes como propuestas.

Se reconstruirán todos los elementos que previamente hayan tenido que ser demolidos o levantados para la construcción de la infraestructura (elementos estructurales, firmes, aceras y bordillos, etc.), procurando recuperar la situación previa y minimizar el impacto causado sobre la superficie. Las reposiciones se han planteado en la mayor parte de los casos de forma que se mantenga el estado actual del servicio interceptado sobre la losa de cubierta del túnel, siempre que exista recubrimiento suficiente y sea compatible con las características del servicio.

Mediante el metro se mejorará la movilidad de la ciudad (potenciando el transporte público), disminuyendo la segregación y promoviendo la integración derivada de la localización e inserción de los diferentes barrios, consolidándose la condición urbana de la ciudad y mejorando así su calidad.

##### 1.2. Integración paisajística

La zona objeto de estudio se enmarca en el área urbana de Quito, donde prácticamente ha desaparecido cualquier muestra de vegetación natural, siendo en algún caso sustituida por especies ornamentales de paseo.

Como consecuencia de la ocupación superficial de los terrenos por la excavación del túnel, la eliminación o alteración del ajardinamiento urbano y la presencia de elementos e instalaciones de obra (vallas, instalaciones auxiliares, parque de maquinaria, etc.) se producirá un descenso de la calidad visual del entorno atravesado. Este descenso de la calidad será tanto más significativo cuanto mayor fuere la calidad visual del espacio atravesado y mayor el número de observadores potenciales, sobre todo en las distancias medias y cortas.

La pérdida de calidad visual se verá acompañada y acentuada por la pérdida de calidad perceptiva, derivada de las molestias asociadas a las obras: aumento de los niveles de polvo, ruidos, incomodidad en el tránsito rodado y peatonal, etc. La alteración sobre el paisaje va ligada a la afección producida en la morfología superficial y eliminación de elementos de ajardinamiento.

En consecuencia, los impactos sobre la vegetación pueden ser directos o indirectos, a través de otros componentes del ecosistema como la atmósfera, aguas subterráneas, etc. Las operaciones de excavación del túnel, estaciones o pozos entre pantallas implican la afección en superficie y por tanto la eliminación de la vegetación existente en las zonas afectadas.

Para integrar paisajísticamente la primera línea de metro de Quito en la urbe es fundamental reponer la vegetación afectada por el desarrollo del proyecto y, si es posible, mejorarla tanto respecto a los ejemplares arbóreos aislados o en alineación (en aceras y medianas), como las zonas verdes y ajardinadas del entorno del proyecto, destacando los parques urbanos bajo los cuales se han previsto varias estaciones.

Asimismo, se proponen las medidas adecuadas para su protección, conservación y mantenimiento, así como la mejora de su calidad actual al establecer nuevas plantaciones y ajardinamientos de las nuevas superficies desarrolladas.

Las condiciones climáticas y geográficas presentes en Quito hacen que la vegetación dominante sea el bosque húmedo montano bajo. No obstante, el proceso urbanístico y el crecimiento poblacional han transformado la ciudad ocasionando la reducción y desaparición de bosques naturales y vegetación nativa. Por ello la presencia de espacios verdes y la arborización de calles y avenidas son necesarias a pesar de que la mayoría de las especies presentes han sido introducidas por su valor ornamental. Los parques de la ciudad, además de su valor estético y purificador, son los lugares desde los cuales el hombre puede reconocer la importancia de la vegetación en la vida cotidiana.

Para la elaboración del presente documento de integración se ha tomado como base el Estudio de Impacto Ambiental de la Primera Línea del Metro de Quito, en el cual se hace una descripción detallada de los principales factores bióticos y físicos del medio, a tener en cuenta para la reposición de la vegetación afectada.

## 2. ANTECEDENTES Y MARCO LEGISLATIVO

A partir de las características del presente proyecto y la tipología de actuación, se ha atendido a la legislación y reglamentación existente a nivel nacional, municipal y sectorial de aplicación, con el fin de determinar la viabilidad ambiental del proyecto.

La obligatoriedad de obtener una licencia ambiental para el Proyecto de la Primera Línea del Metro de Quito está establecida en el artículo 20 de la **Ley de Gestión Ambiental**, que establece “*Para el inicio de toda actividad que suponga riesgo ambiental se deberá contar con la licencia ambiental respectiva, otorgada por el Ministerio del ramo*”.

De acuerdo a lo dispuesto en el Sistema Único de Manejo Ambiental (SUMA) el Municipio del Distrito Metropolitano de Quito, proponente del Proyecto de la Primera Línea del Metro de Quito, debe presentar el Estudio de Impacto Ambiental ante la Autoridad Ambiental de Aplicación Responsable (AAAr).

El Municipio del Distrito Metropolitano de Quito (DMQ) tiene la facultad de otorgar la Licencia Ambiental a cualquier proyecto que se desarrolle dentro de su jurisdicción territorial al estar acreditado ante el SUMA, de acuerdo con el Texto Unificado de Legislación Ambiental Secundaria. Por ello, le corresponde otorgar licencias ambientales para la ejecución de proyectos exclusivamente dentro de su competencia y jurisdicción territorial. No obstante, al ser la *Primera Línea de Metro de Quito* una obra de carácter estratégico, de prioridad o interés nacional, la emisión de la licencia ambiental será responsabilidad de la autoridad ambiental nacional, que en este caso es el Ministerio del Ambiente.

La licencia ambiental es una autorización que habilita el ejercicio de una actividad o proyecto que toma en cuenta el impacto ambiental mediante la evaluación de impacto ambiental que analiza no sólo las cuestiones ambientales (el impacto ambiental del proyecto) sino también el proyecto mismo. En ella se establecen los requisitos, obligaciones y condiciones que el beneficiario debe cumplir para prevenir, mitigar o corregir los efectos indeseables que el proyecto, obra o actividad autorizada pueda causar en el ambiente.

Además, la Ordenanza N° 0146 **Ordenanza Sustitutiva del Título V del Medio Ambiente, Libro Segundo del Código Municipal para el Distrito Metropolitano de Quito**, de aplicación en el presente proyecto, determina que el proponente deberá someterlo a una Evaluación de Impacto Ambiental (EIA) y para ello deberá costear un Estudio de Impacto Ambiental (EsIA) y ponerla a consideración de la Unidad Administrativa encargada del Ambiente (el Ministerio del Ambiente como ya se ha detallado), para su trámite de aprobación. Los EsIA y licencias ambientales tendrán una vigencia de cinco años a partir de la notificación de la respectiva aprobación.

El Texto Unificado de Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente, TULSMA, establece los requisitos y procedimientos para un proceso de evaluación de impactos ambientales.

En consecuencia, con fecha de enero de 2012 se realizó el “Borrador del Estudio de Impacto Ambiental de la primera línea del metro de Quito” que fue entregado por Metro de Quito al Ministerio del Ambiente del Ecuador el 26 de abril de 2012, para que pueda ser analizado por sus técnicos y facilitadores, e iniciar así la socialización del plan ambiental del proyecto, que se ha realizado entre el 2 y el 22 de julio de 2012, con objeto de obtener aportes y

observaciones de la ciudad. Actualmente, los facilitadores del Ministerio del Medio Ambiente están analizando las consultas y sugerencias recibidas de la ciudadanía, para incorporarlas al estudio de impacto ambiental definitivo, para que sea aprobado por la Autoridad Ambiental.

Por otra parte, actualmente se encuentra abierta la convocatoria de licitación para la “Construcción de la Fase 1 de la primera línea del Metro de Quito: Estaciones La Magdalena y El Labrador”, de acuerdo con las directrices de la Empresa Pública Metropolitana Metro de Quito (EPMMQ).

## 3. ZONAS DE AFECCIÓN

### 3.1. Métodos constructivos

Teniendo en cuenta que se trata de una actuación subterránea la afección superficial se efectuará principalmente en fase de obras y ésta dependerá del método constructivo utilizado, diferenciándose para el túnel la tuneladora y el método convencional o tradicional, los cuales presentan un mínimo frente de excavación abierta, mientras que las estaciones se construirán mediante el método *cut-and-cover* desde superficie, lo que exige disponer del espacio a nivel de calle.

Una vez analizados los diferentes métodos constructivos existentes y teniendo en cuenta que la ciudad de Quito se asienta sobre suelos competentes, con presencia de aguas subterráneas e inestabilidad sísmica, el procedimiento constructivo predominante para el túnel es mediante tuneladora, por lo que en general la afección en superficie será mínima. Mientras que todas las estaciones se ejecutarán mediante el método de *cut and cover* o entre pantallas, ocasionando un importante impacto en superficie, al igual que las salidas de emergencia, pozos de ventilación, etc.

Tabla 1. Métodos constructivos en el túnel

P.K. INICIAL TÚNEL	P.K. FINAL TÚNEL	LONGITUD	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
9+409,40	9+510,08	100,68	A cielo abierto
9+510,08	10+000,00	489,92	Cut & Cover
10+140,78	10+688,79	548,02	Cut & Cover
10+688,79	10+811,52	122,73	A cielo abierto
10+811,52	11+009,33	197,81	Cut & Cover
11+033,99	11+920,35	886,37	Tuneladora
12+102,28	12+400,00	297,72	Cut & Cover
12+400,00	14+090,00	1.690,00	Tuneladora
14+257,38	15+158,96	901,58	Tuneladora
15+315,14	16+834,01	1.518,87	Tuneladora
16+964,09	18+695,19	1.731,10	Tuneladora

P.K. INICIAL TÚNEL	P.K. FINAL TÚNEL	LONGITUD	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
18+829,38	19+989,62	1.160,24	Tuneladora
20+013,32	21+130,64	1.117,32	Tradicional
21+164,02	21+254,30	90,28	Tradicional
21+292,67	21+397,28	104,61	Tradicional
21+518,18	23+310,63	1.792,45	Tradicional
23+469,23	24+202,89	733,65	Tuneladora
24+408,89	25+456,25	1.047,36	Tuneladora
25+589,19	26+631,16	1.041,97	Tuneladora
26+771,66	27+559,46	787,80	Tuneladora
27+699,01	29+085,47	1.386,46	Tuneladora
29+222,57	30+452,74	1.230,17	Tuneladora
30+591,43	31+557,85	966,42	Tuneladora
31+698,90*	32+072,56	353,78	Cut & Cover
* Fondo de saco			

Por tanto, para determinar la franja de afección se ha considerado una distancia de 2 metros con respecto al lugar dónde se localizarán los muros pantallas del método *cut & cover*, teniendo en cuenta los taludes necesarios para la ejecución de los mismos y las rampas de acceso a las zonas de excavación.

### 3.2. Identificación de las zonas de afección superficial

Se han determinado las zonas de actuación en función de la afección superficial que el proyecto ocasione, puesto que conllevará un impacto paisajístico que afectará elementos urbanos. Para ello, se ha considerado que las actuaciones a construir mediante el método entre pantallas ocasionarán la mayor afección superficial, siendo el procedimiento convencional y la tuneladora las actuaciones que menos afección superficial conllevan. Por tanto, destacan las estaciones, pozos de bombeo y ventilación como los elementos cuya construcción afectará en mayor medida a viales, aceras, zonas verdes o parques, entorno de arroyos, medianas y bulevares, arbolado de alineación o aislado.

En la siguiente tabla se especifican las zonas de afección superficial, donde se afectará a elementos urbanos propios de una gran ciudad como aceras, viales, etc. además de al arbolado presente en algunas superficies de actuación:

Tabla 2. Zonas de actuación por afección superficial

P.K	ELEMENTO	DESCRIPCIÓN
9+409 / 10+000	Túnel de acceso a cocheras (a cielo abierto y entre pantallas)	Quebrada Ortega y zona urbanizada
10+000/ 10+140	Estación 1. Quitumbe	Zona urbanizada
10+140/ 10+688	Túnel entre pantallas	Quebrada Ortega
10+688/ 10+811	Túnel a cielo abierto	Mediana y aceras con arbolado
10+811/ 11+007	Túnel entre pantallas	Rotonda con arbolado
11+007/ 11+032	Pozo de extracción 1	Vial y aceras
11+390	Salida de emergencia 1	Mediana y aceras con arbolado
11+920 / 12+102	Estación 2. Morán Valverde	Vial
12+102/ 12+400	Túnel entre pantallas	Acerado
12+620	Salida de emergencia 2	Vial
13+020	Pozo de ventilación 1	Parque Solanda
13+680	Salida de Emergencia 3	Aceras con arbolado
14+250	Estación La Solanda (pozo de bombeo 2)	Quebrada
14+660	Pozo de ventilación 2	Mediana con arbolado y viales
15+158/ 15+315	Estación 4. El Calzado	Vial
16+030	Pozo de ventilación 3	Río Machángara
16+220	Salida Emergencia 4/ Pozo bombeo 3	Zona urbanizada
16+834/ 16+964	Estación 5. El Recreo	Área deportiva
18+695/ 18+829	Estación 6. La Magdalena	Isleta
19+190	Salida de emergencia 6	Zona peatonal
19+989/ 20+013	Pozo de extracción 2/ Pozo de ventilación 5	Acerado
20+860	Salida de emergencia 7	Aceras con arbolado
21+124/ 21+156	Intercambiador 24 de mayo	Zona urbana
21+254/ 21+292	Acceso Santa Clara	Centro histórico
21+397/ 21+518	Estación 7. San Francisco	Parque La Alameda
23+310/ 23+469	Estación 8. La Alameda	Isleta con arbolado
23+840	Pozo de ventilación 7	Parque El Ejido
24+202/ 24+409	Estación 9. El Ejido	Parque El Ejido
24+210	Pozo de bombeo 7	Vial
25+000	Pozo de ventilación 8	Campus universitario con arbolado disperso
25+456/ 25+589	Estación 10. Univ. Central	Vial con arbolado en aceras
26+290	Pozo de ventilación 9	Mediana y aceras con arbolado
26+631/ 26+771	Estación 11. La Pradera	Aceras con arbolado
27+140	Pozo de ventilación 10	Parque La Carolina
27+559/ 27+699	Estación 12. La Carolina	Aparcamiento del Parque de La Carolina
27+990	Pozo de bombeo 8	Zona verde
28+330	Salida de emergencia 9	Zona verde
28+480	Pozo de ventilación 11	

P.K	ELEMENTO	DESCRIPCIÓN
29+086/ 29+222	Estación 13. Iñaquito	Zona verde
29+740	Salida Emergencia 10/ Pozo bombeo 9	Aceras con arbolado
29+840	Pozo de ventilación 12	Parque
30+452/ 30+591	Estación 14. Jipijapa	Mediana y aceras con arbolado
30+950	Pozo de ventilación 13	Zona verde
31+557/ 31+698	Estación 15. El Labrador	Actual aeropuerto
31+698/ 32+072	Fondo de saco	Pistas aeropuerto y zonas adyacentes
-	Escombrera	Vegetación espontánea



Túnel de línea Morán Valverde – Solanda  
Procedimiento constructivo: tuneladora



Fondo de saco  
Procedimiento constructivo: entre pantallas

A continuación se describe la situación actual para poder detallar los efectos que ocasionará la construcción de la primera línea de metro de Quito y, en consecuencia, proponer una serie de medidas correctoras y preventivas del impacto causado durante las obras.

### 3.3. Situación actual

#### 3.3.1. Túnel de línea

El túnel de línea proyectado cuenta con una longitud de 22.052,68 metros y en su recorrido discurre bajo diferentes elementos de la ciudad, como zonas verdes, edificaciones, arroyos, etc. El trazado discurre en sentido norte – sur, localizándose el inicio al norte de la ciudad, en la cabecera sur del actual aeropuerto El Labrador y terminando en el sector de Quitumbe, al sur de Quito.



Túnel de acceso a cocheras  
Procedimiento constructivo: A cielo abierto



Túnel de línea Quitumbe- Morán Valverde  
Procedimiento constructivo: entre pantallas

Para la construcción del túnel será necesario rampas de acceso al mismo, así como pozos de ataque para el montaje de la tuneladora e inicio de los trabajos, que también tendrán su afección.

#### 3.3.2. Estaciones

La primera línea de metro de la ciudad de Quito se ha diseñado con quince estaciones a lo largo del túnel, cuyas principales características se detallan a continuación:

- La **Estación 1**, se ubica anexa a la actual terminal de autobuses **Quitumbe**, por lo que se ha denominado igualmente. Se localiza entre los pp.kk. 10+000 y 10+140,77 de la línea y su acceso exterior se producirá a través de un nuevo edificio enfrente con una de las entradas a dicha terminal.



El área de actuación corresponde a una zona netamente urbana con la presencia próxima de una quebrada que alberga el parque lineal Atacazo (Bosque de Suro), donde actualmente se localizan las siguientes especies vegetales:

<i>Trifolium repens</i> (trébol)	<i>Acacia dealbata</i> (aromo)	<i>Acacia longiflora</i> (acacia)
<i>Baccharis latifolia</i> (chilca)	<i>Bidens andicola</i> (ñachag)	<i>Calendula officinalis</i> (caléndula)
<i>Eucalyptus globulus</i> (eucalipto)	<i>Ipomoea purpurea</i>	<i>Lupinus pubescens</i> (falso chocho)
<i>Passiflora mixta</i> (taxo de monte)	<i>Pelargonium grandiflorum</i> (geranio)	<i>Pennisetum clandestinum</i> (kikuyo)
<i>Cupressus macrocarpa</i> (ciprés)	<i>Delostoma integrifolium</i> (yalomán)	<i>Callistemon viminalis</i> (cepillo)
<i>Verbena litoralis</i> (verbena)	<i>Tagetes multiflora</i> (tzintzo)	<i>Yucca aloifolia</i> (palma)
<i>Pinus radiata</i> (pino de Monterey)	<i>Sambucus nigra</i> (tilo)	<i>Tecoma stans</i> (cholán)
<i>Taraxacum officinale</i> (diente de león)	<i>Phoenix canariensis</i> (palma fénix)	<i>Eucalyptus citriodora</i> (eucalipto aromático)

donde se ubicará la estación. Se trata de un parque recreacional con canchas de tierra y un pequeño parque para hacer deporte.



- La **Estación 2**, se ha denominado **Morán Valverde** al estar ubicada en un espacio verde de la calle de la toma su nombre. Se localiza entre los pp.kk. 11+920,35 y 12+102,27 de la futura línea de metro.



Se ubica en un entorno predominantemente urbano, concentrándose la vegetación en los parterres y en el redondel de la Tnte. Ortiz, Morán Valverde y Cóndor Ñan, predominando las especies vegetales detalladas a continuación:

<i>Trifolium repens</i> (trébol)	<i>Callistemon viminalis</i> (cepillo)	<i>Yucca aloifolia</i> (palma)
<i>Pinus radiata</i> (pino de Monterey)	<i>Pelargonium grandiflorum</i> (geranio)	<i>Pennisetum clandestinum</i> (kikuyo)
<i>Taraxacum officinale</i> (diente de león)		<i>Sambucus nigra</i> (tilo)

- La **Estación 3**, ubicada en el barrio de **Solanda** de donde toma su nombre, se ubica entre los pp.kk. 14+094,19 y 14+257,38 de la línea de metro que cruza una zona de edificaciones hasta llegar a un área deportiva junto a la calle Venancio Estandoque,

En el área de influencia de la Estación Solanda se encuentra una pequeña quebrada donde se ha construido el parque lineal La Raya y donde se han identificado las siguientes especies:

<i>Abutilon striatum</i> (farol chino)	<i>Acacia dealbata</i> (aromo)	<i>Acacia longiflora</i> (acacia)
<i>Agave americana</i> (cabuyo negro)	<i>Anethum graveolens</i> (eneldo)	<i>Baccharis latifolia</i> (chilca)
<i>Calendula officinalis</i> (caléndula)	<i>Callistemon viminalis</i> (cepillo)	<i>Cortaderia jubata</i> (sigze)
<i>Cucurbita ficifolia</i> (sambo)	<i>Hibiscus rosa-sinensis</i> (cucarda)	<i>Ipomoea purpurea</i>
<i>Lupinus pubescens</i> (falso chocho)	<i>Pelargonium grandiflorum</i> (geranio)	<i>Pennisetum clandestinum</i> (kikuyo)
<i>Ricinus communis</i> (higuerilla)	<i>Schinus molle</i> (molle)	<i>Solanum aloysiifolium</i> (hierba mora)
<i>Tagetes multiflora</i> (tzintzo)	<i>Trifolium repens</i> (trébol)	<i>Tecoma stans</i> (cholán)
<i>Taraxacum officinale</i> (diente de león)		<i>Verbena litoralis</i> (verbena)

- La **Estación 4**, llamada **El Calzado**, se encuadra en una pequeña área verde de las canchas de la avenida Cardenal de la Torre, entre los pp.kk. 15+158,95 y 15+315,14 de la futura línea de metro.



La estación se ha diseñado en el entorno de un parque lineal donde se han registrado las especies citadas a continuación:

<i>Abutilon striatum</i> (farol chino)	<i>Acacia dealbata</i> (aromo)	<i>Acacia longiflora</i> (acacia)
<i>Hibiscus rosa-sinensis</i> (cucarda)	<i>Callistemon viminalis</i> (cepillo)	<i>Ipomoea purpurea</i>
<i>Senna didymobotrya</i> (senna)	<i>Pelargonium grandiflorum</i> (geranio)	<i>Pennisetum clandestinum</i> (kikuyo)
<i>Trifolium repens</i> (trébol)	<i>Schinus molle</i> (molle)	<i>Taraxacum officinale</i> (diente de león)

- La **Estación 5**, se ubicará bajo las vías del ferrocarril a Guayaquil y la zona de talleres del trolebús. La estación **El Recreo**, se localiza entre los pp.kk. 16+834,01 y 16+964,09 de la primera línea de metro y servirá de intercambio con la terminal de transferencia de trolebuses y autobuses. Está previsto que sea cabecera de la segunda línea de metro y se ha estimado una elevada demanda de viajeros.



La vegetación existente en el ámbito de la futura estación se restringe a los parterres al ser un espacio muy urbanizado, diferenciándose estas especies:

*Taraxacum officinale* (diente de león)      *Acacia dealbata* (aromo)      *Pennisetum clandestinum* (kikuyo)

- La **Estación 6** se ubica en las áreas deportivas del Cuerpo de Ingenieros del Ejército, en la avenida Rodrigo de Chávez. Se ha denominado **La Magdalena** y se localiza entre los pp.kk. 18+695,19 y 18+829,38.



Al igual que la estación anterior, se trata de un entorno urbano, con la vegetación restringida a los parterres, donde se localizaron las especies descritas a continuación:

*Cupressus macrocarpa* (ciprés)      *Acacia dealbata* (aromo)      *Pennisetum clandestinum* (kikuyo)

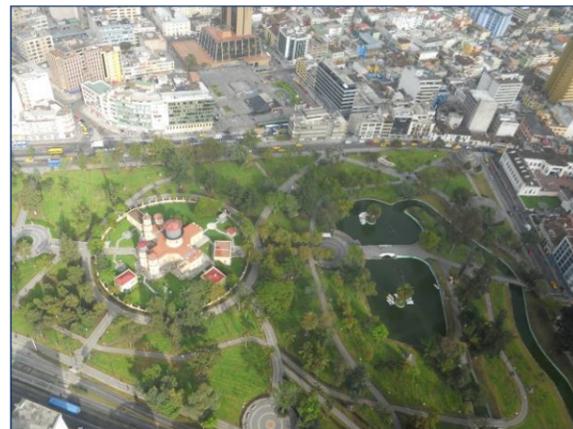
*Taraxacum officinale* (diente de león)      *Pelargonium grandiflorum* (geranio)

- La **Estación 7 San Francisco**, se localiza entre los pp.kk. 21+397,15 y 21+518,05 del túnel de línea y dará servicio a todo el centro histórico. Lleva asociados cuatro escenarios de actuación: la estación propiamente dicha bajo la Plaza de San Francisco, el edificio de interés cultural que se rehabilita para ubicar el acceso principal a la estación, el acceso a la estación desde la Plaza de Santa Clara y la actuación sobre la avenida 24 de Mayo, para realizar el intercambio con la red de autobuses.



Se trata de un área urbana, en el centro de la ciudad de Quito, donde no existe vegetación a destacar.

- La **Estación 8**, se ubica en el parque **La Alameda**, de donde toma nombre, entre los pp.kk. 23+310,63 y 23+469,23 del túnel de línea. Se trata de una zona muy comercial, localizándose la estación detrás de la estatua a Simón Bolívar y alineada con la av. Gran Colombia.



En el parque urbano se encuentran las siguientes especies vegetales:

*Abutilon striatum* (farol chino)      *Acacia dealbata* (aromo)      *Acacia longiflora* (acacia)  
*Agapanthus africanus* (azucena león)      *Taraxacum officinale* (diente de león)      *Callistemon viminalis* (cepillo)

*africana*)      león)  
*Tecoma stans* (cholán)      *Alnus acuminata* (aliso)      *Trifolium repens* (trébol)  
*Cupressus macrocarpa* (ciprés)      *Delostoma integrifolium* (yalomán)      *Ficus elastica* (caucho)  
*Hibiscus rosa – sinensis* (cucarda)      *Juglans neotropica* (nogal)      *Nerium oleander* (laurel rosado)  
*Parajubaea cocoides* (coco cumbi)      *Pelargonium grandiflorum* (geranio)      *Pennisetum clandestinum* (kikuyo)  
*Persea americana* (aguacate)      *Phoenix canariensis* (palma fénix)      *Pinus patula* (pino rojo)  
*Pinus radiata* (pino de Monterey)      *Sambucus nigra* (tilo)      *Schinus molle* (molle)

- La **Estación 9**, denominada **El Ejido**, se localiza entre los pp.kk. 24+202,89 y 24+409,09 del trazado proyectado, que se corresponde con el parque del mismo nombre, el cual alberga ejemplares de porte elevado, algunos de los cuales son considerados patrimonio.



Entre las especies más abundantes en este parque urbano destacan:

*Abutilon striatum* (farol chino)      *Acacia dealbata* (aromo)      *Acacia longiflora* (acacia)  
*Tecoma stans* (cholán)      *Alnus acuminata* (aliso)      *Callistemon viminalis* (cepillo)  
*Cupressus macrocarpa* (ciprés)      *Delostoma integrifolium* (yalomán)      *Yucca aloifolia* (palma)  
*Hibiscus rosa – sinensis* (cucarda)      *Juglans neotropica* (nogal)      *Nerium oleander* (laurel rosado)  
*Parajubaea cocoides* (coco cumbi)      *Pelargonium grandiflorum* (geranio)      *Pennisetum clandestinum* (kikuyo)  
*Persea americana* (aguacate)      *Phoenix canariensis* (palma fénix)      *Pinus patula* (pino rojo)  
*Pinus radiata* (pino de Monterey)      *Sambucus nigra* (tilo)      *Schinus molle* (molle)  
*Taraxacum officinale* (diente de león)      *Agapanthus africanus* (azucena león)      *Eucalyptus citriodora* (eucalipto aromático)

- La **Estación 10 Universidad Central** se ubica en las áreas verdes de ingreso a la Universidad Central del Ecuador (UCE) frente a la Facultad de Jurisprudencia, en la conocida ciudadela universitaria, en el centro de la ciudad y, concretamente, entre los pp.kk. 25+456,25 y 25+589,19 del trazado de la futura línea de metro.



En este sector del campus universitario se detectó la presencia de las siguientes especies:

<i>Abutilon striatum</i> (farol chino)	<i>Acacia dealbata</i> (aromo)	<i>Acacia longiflora</i> (acacia)
<i>Tecoma stans</i> (cholán)	<i>Alnus acuminata</i> (aliso)	<i>Callistemon viminalis</i> (cepillo)
<i>Cupressus macrocarpa</i> (ciprés)	<i>Delostoma integrifolium</i> (yalomán)	<i>Yucca aloifolia</i> (palma)
<i>Hibiscus rosa – sinensis</i> (cucarda)	<i>Juglans neotropica</i> (nogal)	<i>Neriun oleander</i> (laurel rosado)
<i>Parajubaea cocoides</i> (coco cumbi)	<i>Pelargonium grandiflorum</i> (geranio)	<i>Pennisetum clandestinum</i> (kikuyo)
<i>Persea americana</i> (aguacate)	<i>Phoenix canariensis</i> (palma fénix)	<i>Pinus patula</i> (pino rojo)
<i>Pinus radiata</i> (pino de Monterey)	<i>Sambucus nigra</i> (tilo)	<i>Schinus molle</i> (molle)
<i>Taraxacum officinale</i> (diente de león)	<i>Agapanthus africanus</i> (azucena africana)	<i>Eucalyptus citriodora</i> (eucalipto aromático)
<i>Prunus serotina</i> (capulí)	<i>Sapium sebiferum</i> (sapium)	<i>Trifolium repens</i> (trébol)

- La **Estación 11**, denominada **La Pradera**, se encuentra entre los pp.kk. 26+631,16 y 26+771,66 del túnel de línea, en la av. Eloy Alfaro. Dará servicio a un entorno caracterizado por albergar nuevas construcciones y escasos espacios verdes pero con distintos usos urbanos.



En general, en el entorno de futura estación se localizan las siguientes especies, localizadas en las aceras y bulevar de la Avenida Eloy Alfaro:

<i>Callistemon viminalis</i> (cepillo)	<i>Yucca aloifolia</i> (palma)	<i>Pelargonium grandiflorum</i> (geranio)
<i>Taraxacum officinale</i> (diente de león)		<i>Phoenix canariensis</i> (palma fénix)

- La **Estación 12** se localiza en la cabecera suroeste del parque **La Carolina**, el más grande de la ciudad y de donde toma su nombre, entre los pp.kk. 27+559,26 y 27+699,01 de la primera línea de metro. Concretamente, entre los edificios de Las Cámaras y Skorpis, en el cruce norte de la Av. Amazonas con la Av. República.



En el parque urbano La Carolina, se encuentran las siguientes especies:

<i>Abutilon striatum</i> (farol chino)	<i>Acacia dealbata</i> (aromo)	<i>Acacia longiflora</i> (acacia)
<i>Tecoma stans</i> (cholán)	<i>Alnus acuminata</i> (aliso)	<i>Callistemon viminalis</i> (cepillo)

<i>Cupressus macrocarpa</i> (ciprés)	<i>Delostoma integrifolium</i> (yalomán)	<i>Yucca aloifolia</i> (palma)
<i>Hibiscus rosa – sinensis</i> (cucarda)	<i>Juglans neotropica</i> (nogal)	<i>Nerium oleander</i> (laurel rosado)
<i>Parajubaea cocoides</i> (coco cumbi)	<i>Pelargonium grandiflorum</i> (geranio)	<i>Pennisetum clandestinum</i> (kikuyo)
<i>Persea americana</i> (aguacate)	<i>Trifolium repens</i> (trébol)	<i>Pinus patula</i> (pino rojo)
<i>Pinus radiata</i> (pino de Monterey)	<i>Sambucus nigra</i> (tilo)	<i>Schinus molle</i> (molle)
<i>Taraxacum officinale</i> (diente de león)	<i>Agapanthus africanus</i> (azucena africana)	<i>Eucalyptus citriodora</i> (eucalipto aromático)
<i>Eucalyptus globulus</i> (eucalipto)		

- La **Estación 13**, denominada **Iñaquito** se localiza en la avenida de Naciones Unidas, entre los pp.kk. 29+085,47 y 29+222,57 del túnel de línea. Dará servicio a una zona netamente comercial y bancaria, con pequeños espacios verdes.



La estación se ubicará en una zona verde existente donde se han encontrado las siguientes especies:

<i>Yucca aloifolia</i> (palma)	<i>Acacia dealbata</i> (aromo)	<i>Pelargonium grandiflorum</i> (geranio)
<i>Taraxacum officinale</i> (diente de león)	<i>Phoenix canariensis</i> (palma fénix)	

- La **Estación 14**, se encuentra entre los pp.kk. 30+452,74 y 30+591,43 y ha sido denominada **Jipijapa**, como el barrio donde se halla. Se localiza en la Av. Amazonas, en la zona de talleres y estacionamiento de la terminal norte del trolebús, próxima a la plaza de toros de Quito.



Se localiza en un entorno netamente urbano donde se pueden encontrar las siguientes especies:

<i>Hibiscus rosa – sinensis</i> (cucarda)	<i>Acacia dealbata</i> (aromo)	<i>Yucca aloifolia</i> (palma)
<i>Parajubaea cocoides</i> (coco cumbi)	<i>Pelargonium grandiflorum</i> (geranio)	<i>Agave americana</i> (cabuyo negro)
<i>Taraxacum officinale</i> (diente de león)	<i>Phoenix canariensis</i> (palma fénix)	

- La **Estación 15**, denominada **El Labrador**, se ubicará entre los pp.kk. 31+557,85 y 31+698,90 de la futura línea de metro y dispondrá en superficie de una estación de autobuses y trolebuses que la configurarán como un gran intercambiador modal de transportes. Se sitúa en los terrenos del actual aeropuerto que será desmantelado con objeto de las nuevas actuaciones urbanísticas previstas.



Se localiza en un entorno netamente urbano donde se pueden encontrar las siguientes especies:

<i>Tecoma stans</i> (cholán)	<i>Acacia dealbata</i> (aromo)	<i>Callistemon viminalis</i> (cepillo)
<i>Hibiscus rosa – sinensis</i> (cucarda)	<i>Pelargonium grandiflorum</i> (geranio)	<i>Pennisetum clandestinum</i> (kikuyo)
<i>Taraxacum officinale</i> (diente de león)	<i>Sambucus nigra</i> (tilo)	<i>Schinus molle</i> (molle)

### 3.3.3. Pozos y salidas de emergencia

A continuación se especifican los pozos de extracción, ventilación o bombeo y salidas de emergencia cuya construcción mediante el método entre pantallas afectará al medio urbano y a la vegetación existente en la actualidad, así como cualquier otra actuación que implique modificar el aspecto actual, cuyas principales características se describen a continuación.

- **Pozo de extracción 1** (p.k. 11+020). Se localiza en la intersección de la avenida Rumichaca con la avenida Amaru Nan, principalmente en la rotonda que dirige el tráfico en dicho cruce, sobre la cual se disponen árboles de pequeño tamaño alrededor, hasta un total de 16 ejemplares.



- **Salida de emergencia 1** (p.k. 11+390). Se encuentra sobre el vial y aceras de la Avenida Rumichaca, en una de las entradas del Parque las Cuadras.



- **Salida de emergencia 2** (p.k. 12+620). Se ha diseñado sobre el acerado de la Avenida Rumichaca.



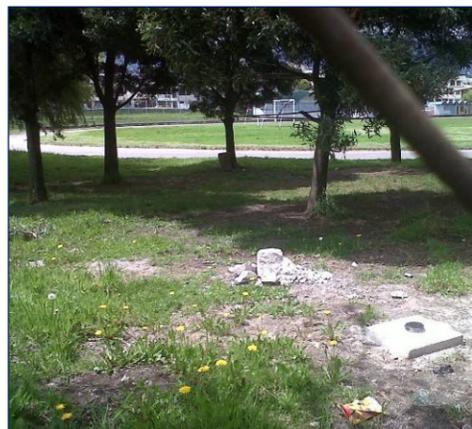
- **Pozo de ventilación 1** (p.k. 13+020). Se localiza en la calle Cubijies, perpendicular a la avenida Rumichaca.



- **Salida de emergencia 3** (p.k. 13+680). Se ubica en un lateral del parque ecológico de Solanda, próxima a la calle José Abarcas.



- **Pozo de bombeo 2** (p.k. 14+250). Se localiza en la Estación 3, denominada Solanda, ubicada en una zona deportiva, concretamente en la calle Ajavi.



- **Pozo de ventilación 2** (p.k. 14+660). La construcción del pozo por sí mismo no afectará a vegetación ni a elementos urbanos que reponer.



- **Pozo de ventilación 3** (p.k. 16+030). Se localiza en un pasaje próximo a la Avenida de San Luis.



- **Salida de emergencia 4 y pozo de bombeo 3** (p.k. 16+220). Se localiza en el entorno del río Machángara, próximo a una pista que transcurre en parte paralela a la calle San Luis. Se trata de una zona verde con escasa vegetación y árboles introducidos a modo de parque urbano.



- **Salida de emergencia 6** (p.k. 19+190). Se encuentra en una isleta sobre un paso inferior, en la Avenida Mariscal Sucre.



- **Pozo de extracción 2/ Pozo de ventilación 5** (p.k. 20+000). Se trata de una zona peatonal utilizada como zona deportiva.



- **Salida de emergencia 7** (p.k. 20+860). Se encuentra en una zona peatonal en la Avenida Villavicencio.



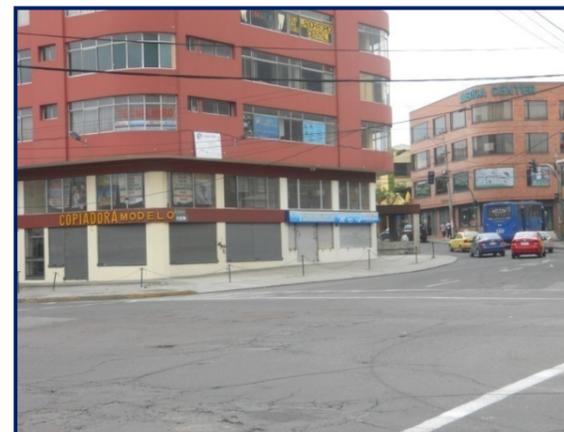
- **Pozo de ventilación 7** (p.k. 23+840). Se ubica en el p.k. 23+840, en una isleta que separa el tráfico viario de las calles J. Montalvo y la Avenida 12 de octubre. Se encuentra ocupada por un total de 9 ejemplares arbóreos sobre una pradera verde.



- **Pozo de bombeo 7** (p.k. 24+210). Se localiza en la Estación 9, denominada El Ejido, ubicada en el parque del mismo nombre, próximo a la avenida 6 de diciembre.



- **Pozo de ventilación 8** (p.k. 25+000). Ha sido diseñado en la Avenida Versalles, casi esquina con la Avenida Pérez Guerrero, sobre una isleta.



- **Pozo de ventilación 9** (p.k. 26+290). Se localiza al comienzo de la avenida Diego Méndez, en el centro del vial.



- **Pozo de ventilación 10** (p.k. 27+140). Se encuentra en un ensanchamiento de la Avenida Eloy Alfaro, próxima a la Avenida Amazonas.



- **Pozo de bombeo 8** (p.k. 27+990). Se localiza en el aparcamiento del Parque de La Carolina.



- **Salida de emergencia 9** (p.k. 28+330). Ha sido diseñada en una zona verde a continuación del parque La Carolina, próxima a un camino de circunvalación del parque.



- **Pozo de ventilación 11** (p.k. 28+480). Se ubica en una zona verde contigua al parque de La Carolina; concretamente en las inmediaciones de una pista rodeada por árboles.



- **Salida de emergencia 10/ Pozo bombeo 9** (p.k. 29+740). Se localiza en la calle Israel, casi esquina con la calle Japón, presentando ambas calles arbolado de alineación en las aceras.



- **Pozo de ventilación 12** (p.k. 29+840). Se ha diseñado en un parque urbano en la calle Japón.



- **Pozo de ventilación 13** (p.k. 30+950). Se ubica en una zona ajardinada situada entre bloques de edificios, perpendicular a la Avenida Amazonas.



## 4. CONDICIONES GENERALES

### 4.1. Integración urbana

A continuación, se detallan los criterios generales tenidos en cuenta para la integración urbana de las actuaciones proyectadas, tanto en fase de obras como durante la explotación, proponiendo medidas para todos los elementos del viario (firme, aceras...) que puedan verse afectados.

#### 4.1.1. Actuaciones preventivas

Teniendo en cuenta que se trata de una nueva infraestructura en un entramado urbano, es importante plantear una serie de medidas desde la fase de construcción para minimizar la percepción social negativa que toda obra conlleva. Para ello, se propone la instalación de paneles informativos, detallando la actuación y la localización de la misma respecto a la futura primera línea de metro de Quito.

Además, se realizará un vallado opaco que será revisado durante las obras para reparar cualquier desperfecto en el mismo. Las vallas utilizadas serán de chapa de acero plegado de dos metros de altura y de colores apagados, que no contrasten con el medio, o en las zonas en que se considere oportuno, de malla metálica de acero galvanizado con tela de ocultación, de manera que se evite el contacto visual desde las inmediaciones de las áreas de actuación previstas. En función del terreno donde se asienten estarán enterrados en parte en el suelo o bien anclados en estructuras base de hormigón.

Por otra parte, se han establecido los desvíos adecuados para garantizar la continuidad de los viales y aceras, con el fin de minimizar la afeción al tráfico viario o al traslado a pie, y que la construcción de la nueva infraestructura no afecte a la permeabilidad de la ciudad.

#### 4.1.2. Actuaciones correctoras

La mayor parte de los componentes del metro son subterráneos por lo que no será necesario su integración con otros elementos puesto, no obstante, tiene elementos de acceso con el exterior, donde se contacta con el resto de la ciudad, y será en esos puntos donde se preste la mayor atención a detallar la afeción y su consecuente reconstrucción.

Para la fase de explotación, se han diseñado las estaciones y sus accesos de acuerdo con los criterios vigentes para la modernización de la ciudad, pero durante la fase de construcción serán necesarias una serie de actuaciones que impidan dejar rastro de las obras. Para ello se ha atendido a la afeción superficial causada durante las obras tanto para la construcción del túnel, como de las estaciones, pozos de ventilación, salidas de emergencia, etc. que han sido definidas en el apartado anterior.

La mayor parte la afeción superficial serán repuestas a su estado actual quedando tan solo las rejillas para la ventilación, los portillos de acceso para el acceso a los equipos de las subestaciones o los portones de las salidas de emergencia; todos ellos en ningún momento pueden quedar tapados u obstruidos. Estos elementos serán construidos mediante el método

entre pantallas por lo que se ha considerado una afeción superior al espacio requerido (se ha estimado unos 2 metros para poder realizar las pantallas).

En general, todas las actuaciones conllevan la demolición del firme, aceras y bordillos, si se actúa sobre viales o el levante de la superficie ajardinada si se trata de zonas verdes o parques. Además pueden existir elementos estructurales o muros cuya demolición sea necesaria. Estos levantamientos se realizarán teniendo en cuenta la gestión de los residuos generados, el espacio disponible para su acopio temporal hasta la entrega a un gestor autorizado y el momento de la realización, con el fin de causar las menores molestias a la población por la generación de polvo y ruido, y la ocupación en sí misma, que ocasionará cortes de tráfico, reducción de paseos y parques....

#### 4.1.3. Reposición

Una vez finalizadas las obras, acabados los accesos a las estaciones del metro (mediante escaleras y ascensor) e instalados los dispositivos necesarios (puertas de emergencia, rejillas de ventilación...), se devolverá al entorno su funcionalidad y aspecto actual para lo que se repondrán todos los elementos urbanos afectados: viales, elementos estructurales y zonas ajardinadas, con las características más similares a las actuales que sea posible, además de las marcas viales precisas.

#### 4.1.4. Integración paisajística

Dejando aparte las características urbanas, la afeción al paisaje se ha centrado en el impacto causado a la vegetación existente, siendo prioritaria la afeción al arbolado debido a su porte elevado y al valor paisajístico que aporta.

No obstante, es necesario resaltar que la vegetación presente en el entorno de actuación, totalmente urbanizado y con una alta densidad de población, ha sido transformada, eliminando y reduciendo los bosques naturales y vegetación autóctona. Por tanto las zonas ajardinadas y áreas verdes afectadas tienen un factor social, recreativo y paisajístico pero no botánico.

La ejecución de los trabajos habituales de excavación y movimiento de la maquinaria siempre suponen un riesgo para los árboles cercanos a las obras. Se puede dar afeción tanto por daños a los troncos o ramas de los individuos cercanos, como por el deterioro del sistema radicular por la apertura del hueco de excavación.

Una vez definidos los entornos que albergan vegetación relevante y que se verán afectados por las obras, se propondrán medidas preventivas y correctoras para el arbolado existente, siendo preciso destacar que no se afectan a espacios protegidos. No obstante, a continuación se describen una serie de actuaciones de carácter general, de aplicación para todas las zonas afectadas.

Tanto el túnel como las estaciones y las instalaciones de emergencia ocasionarán una afeción en superficie temporal, por lo que se volverá a reponer la vegetación existente en la actualidad para que el entorno recupere su estado inicial o incluso se mejore donde sea

posible. Por requerimientos técnicos no se podrá plantar sobre los pozos de ventilación y bombeo. Mientras que sobre la escombrera se llevará a cabo un tratamiento completo de restauración del entorno, bastante deteriorado en la actualidad.

Al principio del trazado, se han detectado cuatro puntos de afección de la vegetación por el método constructivo del túnel de línea mediante el procedimiento *cut-and-cover*, siendo inevitable la afección a ejemplares arbóreos, algunos de los cuales pueden ser reductos de vegetación natural (en el caso de la quebrada Ortega), aunque nunca autóctona o de interés para su conservación, predominando las especies introducidas con valor ornamental. No obstante, la mayor afección en superficie se ocasionará en la construcción de las estaciones.

#### 4.1.5. Actuaciones preventivas

Por otro lado, los especímenes y zonas verdes que se localicen en las zonas próximas a las actuaciones en superficie tendrán un riesgo de daños, por lo que se ha definido una afección indirecta, que puede ser ocasionada por tareas relacionada con la obra que no son la propia excavación, tales como la circulación de vehículos y maquinaria, ubicación de zonas de instalaciones auxiliares de obra, etc. Se considera que esta afección no debe producir la extracción del ejemplar, siendo necesario evitar que esto ocurra por todos los medios al alcance. Por tanto, se ha proyectado la instalación de medidas de **protección** para el arbolado susceptible de ser afectado durante el período de construcción.

En el caso de la presencia de ejemplares arbóreos relativamente alejados de la zona de ocupación, se llevará a cabo el balizamiento o vallado de los límites a proteger con el fin de impedir o limitar el paso de personal, vehículos y maquinaria de obra.

Se tendrá en cuenta que la zona de actuación es netamente urbana y la mayor parte del vallado corresponde a razones de seguridad, para prohibir la entrada a toda persona ajena a la obra, a la vez que evitar la intrusión paisajística de la construcción, impidiendo la visualización de las actuaciones.

No obstante, en algunas quebradas atravesadas por el trazado proyectado se conservan resquicios de vegetación natural, por lo que se establecerá un vallado específico para la protección de todas las especies posibles y que se restrinjan las actuaciones a la zona acotada para evitar ampliar la zona de afección

En el caso de ejemplares aislados y primera línea de bosquetes próximos al límite de ocupación, se propone llevar a cabo una serie de medidas protectoras individualizadas que se detallan a continuación:

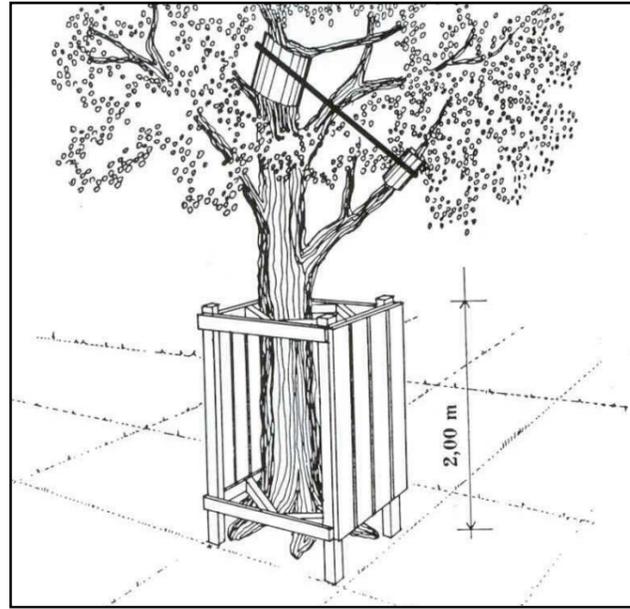
- Los árboles se protegerán delimitando un recinto a su alrededor, con un cercado de madera de altura suficiente o con una malla plástica de balizamiento. En condiciones normales, esta zona de protección se define a través de la proyección vertical de la copa sobre el suelo más dos metros; en los árboles de porte columnar, se tomará desde el eje de la copa la mitad de su altura. Se protege así de posibles impactos accidentales, tanto a la parte aérea como a las raíces, a la vez que evita la posibilidad

de establecer acopios de materiales demasiado próximos, con el riesgo de que, por compactación del suelo y merma de las condiciones de infiltración de agua y de aireación, se ponga en riesgo el normal desarrollo de la planta.

- En caso de que por carencia de espacio la medida señalada en el apartado anterior sea inviable, antes del inicio de las operaciones que puedan suponer un riesgo para el árbol, se protegerá el tronco con alguna de las siguientes medidas:
- Se procederá a realizar un entablillado del tronco de los pies de árboles que lindan con las obras, al objeto de evitar que sufran algún daño accidental por el movimiento de maquinaria y se protegerán las copas de los ejemplares más notables (los de más de 30 cm. de diámetro normal de tronco) con lonas contra el polvo de la obra (en las zonas y épocas en que les pueda afectar).

Establecer un cercado de madera de unos 2 m. de alto alrededor del tronco y si es necesario recoger ramas colgantes que puedan ser dañadas.

- Recubrimiento con tablonos de madera ligados con alambre que están en contacto directo con el tronco hasta una altura suficiente.
- Se evitará la instalación de cualquier elemento que roce, presione, constriña, estrangule o deforme el tronco (pretiles, horquillas, barandillas, señales, tensores, báculos, etc.) así como los incluidos, atornillados, clavados, encadenados, atados y colgados de ellos. Las protecciones se retiran una vez finalizada la obra.



Ref. : Normas Tecnológicas de jardinería y paisajismo. Protección de los elementos vegetales en los trabajos de construcción. NTJ 03E. Colegio Oficial de Ingenieros Técnicos Agrícolas y Peritos agrícolas de Cataluña

- Las excavaciones realizadas en las proximidades del árbol tendrán lugar a una distancia mínima de 5 veces el diámetro del tronco medido a 1,2 metros del suelo, y en +todo caso no será inferior a 0,5 m. del pie de planta. Si no obstante lo anterior, resultan alcanzadas raíces con diámetro superior a 5 cm., éstas se cortan con hacha dejando heridas limpias y lisas, que se pintan después con una pasta cicatrizante. En estos casos se procura retapar el hueco en un plazo inferior a 3 días, regando inmediatamente después de forma abundante. Cuando es compatible con el desarrollo de las obras, las operaciones que pueden afectar al sistema radicular de la planta se realizan durante la época de reposo vegetativo (normalmente entre diciembre y febrero).
- No se hará ninguna intervención ni actuación sobre árboles que no estén afectados por las obras aprobadas.
- Además, durante las obras, realizar las oportunas verificaciones de control y el correspondiente seguimiento y vigilancia ambiental.
- No se llevará a cabo ninguna intervención ni actuación sobre árboles que no estén recogidos en el inventario realizado y adjunto al presente documento.

Durante las obras, se realizarán las oportunas verificaciones de control y el correspondiente seguimiento y vigilancia ambiental, de forma que se cumplan las siguientes especificaciones:

- La totalidad de las actuaciones se realizará garantizando la integridad del arbolado, minimizándose la eliminación de árboles existentes.
- Las zonas de mantenimiento de maquinaria se alejarán lo más posible de las zonas arboladas, para evitar la posible aparición de episodios de contaminación sobre estas zonas verdes.

#### 4.1.6. Actuaciones correctoras

En función de las características que presentan los ejemplares arbóreos directamente afectados para la realización del proyecto, se propone una medida específica para cada uno de ellos, siendo el trasplante la solución prioritaria, *a priori*. Para ello, es necesario realizar antes de cualquier actuación en fase de construcción, un inventario del arbolado afectado, donde se analice individualmente el estado de cada ejemplar para decidir acerca de la medida más adecuada para cada ejemplar; dicho informe resultante será puesto en conocimiento del Dominio Metropolitano de Quito para que apruebe la solución propuesta y determine el destino de cada uno de ellos.

No obstante, en caso de que no se pueda trasplantar el ejemplar, bien por las dimensiones y especie del ejemplar, que imposibilita su traslado y arraigo, bien por las condiciones fitosanitarias que presentan, que impedirían la supervivencia, se contemplarán otras opciones como la tala o apeo.

A continuación, se especifican las características que tendrán las actuaciones a llevar a cabo para el **trasplante** de dichos ejemplares.

##### a) Condiciones previas del trasplante

Entre las especies afectadas por las obras, hay coníferas y frondosas. Las primeras no admiten la poda, por lo que en el caso de ser trasplantadas, se tratarán con antitranspirantes, para no alterar el equilibrio hídrico entre la copa y el sistema radical. Para las frondosas, se realizará previamente una poda.

Para aquellos ejemplares a trasplantar que se localicen sobre alcorque, y por tanto discurren por su entorno multitud de servicios, se utilizará el método de trasplante convencional, para los árboles ubicados en zonas verdes o parques se puede utilizar trasplantadora.

Cuando los ejemplares sean de porte elevado, la operación se realizará preferiblemente con maquinaria trasplantadora especial que realiza la extracción, transporte y plantación de forma secuencial, además de haber ejecutado previamente la apertura del hoyo de destino.

El destino propuesto para los ejemplares trasplantado debe conocer previamente a su traslocación y será determinado por el Ministerio del Ambiente junto con el Distrito Metropolitano de Quito.

## b) Programación del trasplante

### 1. Técnicas de Pretrasplante:

- Protección física del árbol.
- Tratamientos fitosanitarios y saneamiento.
- Cirugía arbórea aérea.
- Equilibrio hídrico: Reducción de copa, antitranspirante, defoliantes.

### 2. Técnicas de trasplante:

- Método del encepellado convencional o método mecánico con trasplantadora.
- Zanjados y repicados.
- Cirugía arbórea radicular.
- Anclajes y entutorados previos.
- Formación del cepellón.
- Excavación, traslado y plantación.

### 3. Post-trasplante

- Sustratos.
- Fitorreguladores.
- Aporte líquido.
- Drenaje.
- Sistema de aireación.
- Anclajes, entutorados definitivos y vendajes.
- Control y seguimiento del postrasplante.

A continuación, se especifican las características que tendrán las actuaciones a llevar a cabo para la **tala** de los ejemplares que no puedan ser trasplantados. Previamente a cualquier actuación de este tipo, es necesario solicitar autorización al Municipio del distrito Metropolitano de Quito.

No obstante, será necesario verificar que sólo se talen aquellos árboles que sean estrictamente necesarios para la realización de las obras de construcción del Metro y que se trasplanten hacia áreas públicas aquellas especies puedan soportarlo.

También se realizará rescate y reubicación de flora en las áreas auxiliares que contengan vegetación de importancia ecológica, económica y que sus poblaciones se encuentren

amenazadas. Las especies de plantas serán rescatadas antes del inicio de la limpieza y desarraigo de la vegetación. Además, cuando se inicie la tala el personal de rescate de flora deberá estar en los sitios donde se derriben los árboles, para tratar de coleccionar las plantas de interés. El rescate de flora se realizará en coordinación permanente con la autoridad ambiental competente.

## c) Programación de la tala:

- Técnicas para la tala
  - Técnica de Tropa
  - Técnica con plataformas elevadoras

Para las operaciones de tala se tendrán en cuenta las condiciones de seguridad, trabajando con equipos homologados de protección, personal cualificado, seguro de responsabilidad civil y plan de prevención de riesgos laborales para labores de tala.

### Técnica de Tropa

Esta técnica permite talar árboles de difícil acceso, donde no es posible el uso de plataformas, de esta forma se llevan a cabo trabajos de máxima dificultad con árboles cercanos a casas, piscinas, mobiliario urbano, etc. Para evitar la caída de ramas sobre tejados o mobiliario urbano se realizan apeos controlados de sus ramas.

El trepador debe ir convenientemente equipado con botas de seguridad, pantalón anticorte, manguitos anticorte, arnés de seguridad, casco, gafas y protectores auditivos. Además de haber recibido previamente una adecuada formación teórica y práctica para evitar situaciones de riesgos. Estos conocimientos y un material de seguridad a punto proporcionan absoluta seguridad a esta actividad.

### Técnica con plataformas elevadoras

Se utiliza este procedimiento como alternativa a la técnica de tropa cuando se dan las siguientes condiciones:

- Árboles secos, donde existe riesgo de fractura del árbol imposibilitando el trabajo del trepador.
- Alineación de árboles. La situación cercana de los árboles a podar permite un ahorro de costes y tiempo.
- Ramas de acceso peligroso. El trepador no dispone de ramas seguras donde suspenderse.

Según las características de cada ejemplar propuesto para tala y las condiciones de la zona (sobre todo para el acceso de maquinaria), se utilizará la técnica que más convenga, teniendo especial cuidado en no dañar a la vegetación colindante.

#### 4.1.7. Restauración

Teniendo en cuenta que todas las estaciones son subterráneas, la afección es temporal mientras se ejecuten las obras, por lo que una vez finalizadas se recuperará el estado inicial, reponiéndose el mismo número de ejemplares retirados, como mínimo, con especies de porte bajo que no afecten a la estructura, y habilitando los senderos o viales que hayan quedado interrumpidos por la construcción, con el fin de no disminuir la calidad paisajística del entorno.

Por tanto se plantará el mismo número de individuos que previamente hayan sido trasladados para poder realizar las obras. Teniendo en cuenta la importancia de la vegetación y el arbolado de alineación en Quito por sus valores sociales y paisajísticos comentados anteriormente, se procurará restaurar o mejorar en la medida de lo posible la vegetación actual (en caso de zonas en desuso o con vegetación deteriorada), contribuyendo con ello a evitar el rechazo social y la integración urbana de la nueva infraestructura.

No obstante, se tendrá en cuenta la profundidad de suelo disponible no siendo aconsejable plantar ejemplares de grandes raíces o que necesiten un gran volumen de sustrato a su disposición. En general, el proyecto se ha diseñado dejando 1,5 metros de sustrato en zonas verdes (que corresponderían a las dos primeras zonas de afección del túnel y entorno a 0,8 metros en áreas urbanizadas, principalmente viales, que sería el caso de la última afección, por lo que la disponibilidad de suelo para plantar está garantizada.

Mención especial merece la Estación 10 Universidad Central, donde se realizará una nueva actuación que dará lugar a un parque horizontal, que mejore el aspecto del entorno e integre la nueva infraestructura en el paisaje actual.

Se ejecutará un programa de arborización y engramado en aquellas áreas con el consecuente mantenimiento periódico del área. Este plan será elaborado por un profesional idóneo, evaluado y aprobado por la Sección Ambiental de la Entidad Contratante y aplicado de acuerdo al cronograma de avance del proyecto.

Se cubrirá con grama de crecimiento estolonífero los sitios destinados como áreas verdes, ya sean isletas de calles, aceras, veredas y parques, y en estas áreas se realizará un mantenimiento periódico durante la fase de operación.

Para la rehabilitación de las zonas verdes (parques y jardines), así como el arbolado de alineación se llevarán a cabo las siguientes actuaciones:

- Elaboración de informes y acopio de material gráfico y fotográfico de aquellas zonas ajardinadas que vayan a sufrir modificaciones. Se elaborará un ficha individualizada de cada ejemplar afectado con el fin de determinar el estado fitosanitario del ejemplar y evaluar así las posibilidades de supervivencia al trasplante.
- Diseño paisajístico que permita identificar áreas para la arborización y revegetación.
- Diseño y rehabilitación de sendas o pasos peatonales que hayan sufrido alteraciones, así como cualquier material de señalización o mobiliario urbano.

- Una vez finalizadas las obras, se realizará el engramado, revegetación y arborización en aquellas áreas con suelo desnudo (con especies autóctonas, aptas a las condiciones previstas). Para ello se utilizará tierra vegetal procedente de la capa superior del terreno que habrá sido previamente retirado y correctamente almacenado durante las obras.
- Se realizará un seguimiento y monitoreo de estas acciones y comprobación de la supervivencia y adaptación de las especies plantadas, reponiéndose las marras que se estimen oportunos.

## 5. ZONAS DE ACTUACIÓN

A continuación se detalla la afección prevista, conforme el avance del trazado diseñado, y la consiguiente reposición en cada una de las zonas para su integración urbana y paisajística, lo que ha sido plasmado en los planos nº 18 del presente proyecto constructivo.

### 5.1. Túnel de acceso a cocheras (pp.kk. 9+409 / 10+000)

#### 5.1.1. Afección

PP.KK. TÚNEL	VEGETACIÓN EXISTENTE	Nº EJEMPLARES ARBÓREOS AFECTADOS
9+430/ 9+505	Quebrada Ortega con vegetación natural	9

Entre los pp.kk. 9+430 y 9+505 el trazado atraviesa la Quebrada Ortega, con presencia de vegetación espontánea y naturalizada, aunque sin especies autóctonas a conservar.

En todas las zonas de afección existen ejemplares localizados próximos a la zona de afección por lo que serán protegidos individualmente para evitar daños causados por actuaciones indirectas como la circulación de vehículos y maquinaria, transporte de materiales, etc. Además, se delimitará estrictamente la zona de actuación mediante un jalónamiento en el caso de las primeras zonas o bien mediante un vallado estricto y opaco, teniendo en cuenta la presencia próxima de personas, bien peatones bien ocupantes de vehículos a motor.

Tabla 3. Medidas complementarias propuestas

PP.KK. TÚNEL	ACTUACIÓN PROPUESTA	
	Protección individualizada de ejemplares arbóreos	Jalonamiento o vallado de la zona de obras
9+430/ 9+505	Sí (7)	Sí. Jalonamiento

En este P.K. el cruce del túnel con la Quebrada Ortega en el entorno de la Avda. Huayanay Ñan, afectará al colector existente, esto provocará la necesidad de modificar esta obra de drenaje transversal que da continuidad a la quebrada bajo dicha avenida. Se ha planteado la construcción de un nuevo colector en un nuevo trazado que cruzará la avenida indicada.

PP.KK. TÚNEL	VEGETACIÓN EXISTENTE	Nº EJEMPLARES ARBÓREOS AFECTADOS
9+430 Construcción de nuevo Colector	Quebrada Ortega con vegetación natural y exótica	35

La construcción de este nuevo colector afectará a arbolado entre pastos y vegetación arbustiva de Quebrada. La afección se dará a 35 especies de árboles relativamente pequeños entre nativos y exóticos, podemos citar especies como a Acacias, Cipreses, Eucaliptos, además encontramos pasto y arbustos dispersos como gramíneas (poaceas y herbáceas).

### 5.1.2. Reposición

Luego de la intervención, y de ser necesario se quitarán las protecciones colocadas durante la construcción; y si alguna de los individuos arbóreos fuere afectada inevitablemente, este deberá ser sembrado con una nueva especie, preferentemente nativa como las siguientes:

Nombre común	Nombre científico	Función	Tamaño de excavación para siembra (m)
Arrayán	<i>Myrcianthes rophaloides</i>	Frutos para aves	0,6 x 0,6 x 0,6
Capulí	<i>Prunus serotina</i>	Frutos para aves	
Guaba	<i>Inga edulis</i>	Fija nitrógeno, fruta	
Nogal	<i>Juglans neotropica</i>	Nicho para epífitas	
Aliso	<i>Alnus jorulensis</i>	Fija nitrógeno	
Palma	<i>Parajubea cocoides</i>	Alimento para aves	

A continuación se presentan unas fotos de los árboles nativos recomendados:

		
Nogal ( <i>Juglans neotropica</i> )	Arrayán ( <i>Myrcianthes rophaloides</i> )	Capulí ( <i>Prunus serotina</i> )
		
Guaba ( <i>Inga edulis</i> )	Aliso ( <i>Alnus jorulensis</i> )	Palmera ( <i>Parajubea cocoides</i> )

Los árboles afectados deberán ser rescatados y colocados en viveros o en algún sitio apropiado de almacenamiento, como el vivero del parque Las Cuadras, para ser nuevamente reubicados una vez concluidos los trabajos del nuevo colector.

### 5.2. Estación 1. Quitumbe (pp.kk. 10+000/ 10+140)

#### 5.2.1. Afección

No se espera afectar a ningún ejemplar arbóreo o vegetación de interés.

#### 5.2.2. Reposición

No se ha previsto reposición.

### 5.3. Túnel entre pantallas (pp.kk. 10+140/ 10+688)

#### 5.3.1. Afección

No se espera afectar a ningún ejemplar arbóreo o vegetación de interés. Las afectaciones se refieren a pastos del **Parque ubicado al final de la calle Pumapungo**.

	<p><b>Parque ubicado al final de la calle Pumapungo.</b></p>
	<p><b>Letrero de la Alcaldía Metropolitana de Quito, ubicado en el parque de la calle Pumapungo.</b></p> <p><b>Se lee:</b></p> <p><b>“Aquí se construirán espacios públicos de gestión comunitaria... ...para la promoción de desarrollo humano”</b></p>

#### 5.3.2. Reposición

En las zonas intervenidas, se procederá a colocar pasto de la especie ***Pennisetum clandestinum* (kikuyo)** con el fin de recuperar el área verde comunitaria.

	<p><b>Kikuyo (<i>Pennisetum clandestinum</i>) bien mantenido.</b></p> <p><b>Especie muy tolerante al uso, al pisoteo, y la sequía, gracias a sus potentes raíces.</b></p>
--	---

Al parque de la calle Pumapungo se podrán agregar estructuras que actualmente no se presentan, pero que serían un aporte de Metro Quito; por ejemplo, bancas o sitios de descanso y esparcimiento cerca de los sitios de sombra, juegos infantiles, miradores, basureros, etc.

<p>Bancas de exterior, basureros</p>	<p>Banca en sombra</p>
<p>Juegos infantiles</p>	<p>Mirador</p>

#### 5.4. Túnel a cielo abierto (pp.kk. 10+688/ 10+811)

##### 5.4.1. Afección

PP.KK. TÚNEL	VEGETACIÓN EXISTENTE	Nº EJEMPLARES ARBÓREOS AFECTADOS
10+688/ 10+811	Quebrada Ortega con vegetación natural	14

Mención detallada merece el cruce del túnel con la quebrada Ortega en el entorno de la Av. Rumichaca (OE4) porque esta actuación provoca que sea necesario modificar la obra de drenaje transversal que da continuidad a la quebrada bajo dicha avenida para ampliar su capacidad, por tanto, la zona de afección es superior la definida entre los pp.kk. 10+688 y 10+811 del túnel.

En todas las zonas de afección existen ejemplares localizados próximos a la zona de afección por lo que serán protegidos individualmente para evitar daños causados por actuaciones indirectas como la circulación de vehículos y maquinaria, transporte de materiales, etc. Además, se delimitará estrictamente la zona de actuación mediante un jalonamiento en el caso de las primeras zonas o bien mediante un vallado estricto y opaco, teniendo en cuenta la presencia próxima de personas, bien peatones bien ocupantes de vehículos a motor.

PP.KK. TÚNEL	ACTUACIÓN PROPUESTA	
	Protección individualizada de ejemplares arbóreos	Jalonamiento o vallado de la zona de obras
10+688/ 10+811	Sí (12)	Sí. Jalonamiento

##### 5.4.2. Reposición

Se recomiendan las siguientes especies que poseen características que les permiten adaptarse a las pendientes de la quebrada todas nativas que se que comúnmente se encuentran en las quebradas quiteñas y son fáciles de conseguir en los viveros de Quito:

Nombre común	Nombre científico	Función	Tamaño de excavación para siembra (m)
Arrayán	<i>Myrcianthes rophaloides</i>	Frutos para aves	0,6 x 0,6 x 0,6
Capulí	<i>Prunus serotina</i>	Frutos para aves	
Guaba	<i>Inga edulis</i>	Fija nitrógeno, fruta	
Nogal	<i>Juglans neotropica</i>	Nicho para epífitas	

Aliso	<i>Alnus jorulensis</i>	Fija nitrógeno	0,3 x 0,3 x 0,3
Cholán	<i>Tecoma stans</i>	Semillas para aves	
Yalomán	<i>Delostoma integrifolium</i>	Semillas para aves	
Chilca	<i>Baccharis latifolia</i>	Atrae polinizadores	
Izo	<i>Dalea coerulea</i>	Atrae polinizadores	
Azulina	<i>Monnina spp.</i>	Atrae polinizadores	
Espino	<i>Barnadesia spp.</i>	Atrae polinizadores	
Mora silvestre	<i>Rubus adenotrichus</i>	Fruta para aves	
Chinchín	<i>Cassia tomentosa</i>	Atrae polinizadores	

A continuación se colocan fotos de algunas de las especies leñosas sugeridas, además de los árboles presentados anteriormente:

		
Cholán ( <i>Tecoma stans</i> )	Yalomán ( <i>Delostoma integrifolium</i> )	Izo ( <i>Dalea coerulea</i> )
		
Azulina ( <i>Monnina spp.</i> )	Mora Silvestre ( <i>Rubus adenotrichus</i> )	Espino ( <i>Barnadesia spp.</i> )

#### 5.5. Túnel entre pantallas (pp.kk. 10+811/ 11+009)

##### 5.5.1. Afección

PP.KK. TÚNEL	VEGETACIÓN EXISTENTE	Nº EJEMPLARES ARBÓREOS AFECTADOS
10+900/ 11+000	Mediana y aceras con arbolado de	15

PP.KK. TÚNEL	VEGETACIÓN EXISTENTE	Nº EJEMPLARES ARBÓREOS AFECTADOS
	alineación	

En todas las zonas de afección existen ejemplares localizados en los parterres medios que deberán ser retirados durante la construcción del túnel entre pantallas.

PP.KK. TÚNEL	ACTUACIÓN PROPUESTA	
	Rescate individualizado de ejemplares arbóreos	Jalonamiento o vallado de la zona de obras
10+900/ 11+000	Sí (15)	Sí. Vallado

### 5.5.2. Reposición

Los árboles deberán ser rescatados y colocados en viveros o en algún sitio apropiado de almacenamiento, como el vivero del parque Las Cuadras, para ser nuevamente reubicados en los parterres reconstruidos. De no ser exitoso el replante, se deberán reemplazar por otros árboles ornamentales o de la misma especie: *Callistemon viminalis* (cepillo).

## 5.6. Pozo de extracción de la tuneladora (pp.kk. 11+009/ 11+033)

### 5.6.1. Afección

ELEMENTO	P.K.	Nº EJEMPLARES ARBÓREOS AFECTADOS
Pozo de extracción 1	11+020	8

En todas las zona de afección existen ejemplares localizados en el redondel de las Avenidas Rumichaca y Amaru Ñán que deberán ser retirados durante la construcción del pozo de extracción.

A continuación se detalla las medidas propuestas en cada una de las zonas de actuación:

ELEMENTO	ACTUACIÓN PROPUESTA	
	Rescate individualizada de ejemplares arbóreos	Jalonamiento o vallado de la zona de obras
Pozo de extracción 1	8	Sí. Vallado

### 5.6.2. Reposición

Los árboles deberán ser rescatados y colocados en viveros o en algún sitio apropiado de almacenamiento, como el vivero del parque Las Cuadras, para ser nuevamente reubicados en el redondel reconstruido. De no ser exitoso el replante, se deberán reemplazar por otros árboles ornamentales.

De construirse pozo de ventilación en esta zona, una vez finalizada la actuación, no se podrá plantar encima de este pozo puesto que perdería su función (bombeo del aire), por tanto sólo se restaurará el entorno al mismo devolviendo su aspecto urbano actual.

## 5.7. Salida de emergencia 1 (p.k. 11+380)

### 5.7.1. Afección

No se ha localizado arbolado con riesgo de afección.

### 5.7.2. Reposición

No se ha previsto reposición dado que no hay arbolado afectado.

## 5.8. Quebrada Las Cuadras

### 5.8.1 Afección

ELEMENTO	P.K.	Nº EJEMPLARES ARBÓREOS AFECTADOS
Colector nuevo, cruce de la quebrada bajo la Avda. Rumichaca	11+560	12

El cruce del túnel con la Quebrada las Cuadras en el entorno de las Avenidas Rumichaca y Matilde Álvarez provocará la necesidad de modificar la obra de drenaje transversal que da continuidad a la quebrada bajo dichas avenidas. Se ha planteado la construcción de un nuevo colector en un nuevo trazado que cruzará las avenidas indicadas.

La construcción de este nuevo colector afectará a dos ejemplares de arboles en la Quebrada las Cuadras localizados en el inicio de implantación del colector (Avda. Matilde Álvarez), y a cuatro ejemplares más, en el sitio de descarga del mismo (Avda. Rumichaca), estos arboles son de tamaño considerable los mismos que deberán ser enviados a la escombrera. Así mismo la construcción del colector en el sitio de la descarga, afectará un área de pastos de aproximadamente 400 m<sup>2</sup>. Adicionalmente se afectará a tres especies de arboles presentes tanto en el parterre de la Avenida Rumichaca, como los ubicados en la vereda de la Avda. Matilde Álvarez, arbolados que deberán ser retirados durante la construcción del colector el

cual se realizara con muros entre pantallas. Se debe indicar también que esta intervención, afectará un área verde (220m<sup>2</sup>) de propiedad del EPMMOP-Q.

ELEMENTO	ACTUACIÓN PROPUESTA	
	Extracción de ejemplares arbóreos	Jalonamiento o vallado de la zona de obras
Colector nuevo, cruce de la quebrada bajo la Avda. Rumichaca	Sí (6)	Sí. Vallado opaco

### 5.8.2 Reposición

Para reposición de especies en la quebrada y área verde del EPMMOP-Q, se recomienda utilizar las especies citadas en el acápite 5.4.2.

Los árboles de parterres deberán ser rescatados y colocados en viveros o en algún sitio apropiado de almacenamiento, como el vivero del parque Las Cuadras, para ser nuevamente reubicados en los parterres reconstruidos. De no ser exitoso el replante, se deberán reemplazar por otros árboles ornamentales o de la misma especie: *Callistemon viminalis* (cepillo).

En la zona intervenida de pasto, se procederá a replantar con la especie *Pennisetum clandestinum* (*kikuyo*) con el fin de recuperar esta área .

## 5.9. Estación 2. Morán Valverde (pp.kk. 11+922 / 12+102)

### 5.9.1. Afección

ELEMENTO	P.K.	Nº EJEMPLARES ARBÓREOS AFECTADOS
Estación Morán Valverde	11+922	21

En la zona de implantación de la estación Morán Valverde se presentan 9 árboles en el área verde de la Universidad Politécnica Salesiana, además en el parterre medio existen 12 árboles, todos de grandes dimensiones y por lo tanto de enraizado profundo.

Por lo tanto, estos deberán ser retirados y llevados a escombreras autorizadas por el DMQ, al ser difícil su rescate.

ELEMENTO	ACTUACIÓN PROPUESTA	
	Extracción de ejemplares arbóreos	Jalonamiento o vallado de la zona de obras
Estación 2. Morán Valverde	Sí (21)	Sí. Vallado opaco

### 5.9.2. Reposición

Se recomienda que en los parterres y área verde no se siembren árboles de muy alto crecimiento y de raíces axonomorfas; preferible especies no intrusivas de ser necesario una ornamentación. A continuación se indican las plantas que tienen esas características y que son apropiados para ornato urbano andino, algunas introducidas, otras nativas, pero se encuentran en el sector y son fáciles de conseguir en los viveros de Quito:

Nombre común	Nombre científico	Función	Tamaño de excavación para siembra (m)
Cepillo	<i>Callistemon viminalis</i>	Atrae colibríes y mariposas	0,3 x 0,3 x 0,3
Chilca	<i>Baccharis latifolia</i>	Atrae mariposas	
Cucarda	<i>Hibiscus roseus</i>	Atrae colibríes	
Palmita	<i>Yucca aloifolia</i>	Descanso para aves	
Bambú	<i>Bambusa spp.</i>	Anidación de aves	
Chin-chín	<i>Cassia tomentosa</i>	Atrae mariposas	

A continuación se presentan las fotos de cada una de estas especies:

		
Cepillo ( <i>Callistemon viminalis</i> )	Chilca ( <i>Baccharis latifolia</i> )	Cartucho ( <i>Hibiscus roseus</i> )
		
Palmita ( <i>Yucca aloifolia</i> )	Chin-chín ( <i>Cassia tomentosa</i> )	Bambú ( <i>Bambusa spp.</i> )

### 5.10. Túnel entre pantallas (pp.kk. 12+102/ 12+400)

#### 5.10.1. Afección

No se espera afectar a ningún ejemplar arbóreo o vegetación de interés.

#### 5.10.2. Reposición

No se ha previsto reposición dado que no hay arbolado afectado.

### 5.11. Salida de emergencia 2 (p.k. 12+620)

#### 5.11.1. Afección

No se ha localizado arbolado con riesgo de afección.

#### 5.11.2. Reposición

No se ha previsto reposición dado que no hay arbolado afectado.

### 5.12. Pozo de ventilación 1 (p.k. 13+020)

#### 5.12.1. Afección

El pozo de ventilación se encuentra ubicado en la calle Cubijies, perpendicular a la Avenida Rumichaca. La afección para la construcción del pozo, estará formada por demolición de firme, aceras y bordillos. No se afecta a ninguna zona ajardinada.

Los desvíos de tráfico necesarios han sido planteados en el correspondiente Anejo.

#### 5.12.2. Reposición

Una vez construido el pozo, tan solo queda ocupada una de 6x6 correspondiente a la ocupación de la rejilla de ventilación.

Todos los elementos que había sido necesario demoler durante la construcción serán repuestos de modo que el firme, acera y bordillos, tendrán el aspecto inicial.

### 5.13. Salida de Emergencia 3 (p.k. 13+680)

#### 5.13.1. Afección

La salida de emergencia 3 se encuentra situada en el parque de La Solanda, en la zona próxima a la calle José Abarcas. La superficie de ocupación del parque se estima en unos 1250 m<sup>2</sup>, no solo para la construcción de la salida en sí, sino para acopio de materiales que puedan ser necesitados.

En la construcción de la salida de emergencia se verán afectados aceras, bordillos, un vial interior del parque así como superficie de zona ajardinada. No se verá afectado el edificio de baños públicos situado en el interior del área de ocupación.

ELEMENTO	P.K.	Nº EJEMPLARES ARBÓREOS AFECTADOS
Salida de Emergencia 3	13+680	2

Con el fin de no afectar a más ejemplares de los previstos, se propone instalar un jalonamiento de la zona de afección, con el fin de que los trabajos y la circulación de la maquinaria se ciña a la zona de obras y minimizar la afección a la vegetación. Teniendo en cuenta que se trata de zonas de paso (peatonales o de tráfico viario), se plantea un vallado opaco que no permita visualizar las actuaciones durante la fase de obras.

Por otra parte y teniendo en cuenta que el espacio es restringido, se propone proteger a los ejemplares arbóreos que se encuentren próximos a la zona de afección de manera individual, mediante tabloneros de madera alrededor del tronco, al objeto de evitar que sufran algún daño accidental por el movimiento de maquinaria y se protegerán las copas de los ejemplares más notables (los de más de 30 cm. de diámetro normal de tronco) con lonas contra el polvo de la obra (en las zonas y épocas en que les pueda afectar).

ELEMENTO	ACTUACIÓN PROPUESTA	
	Protección individualizada de ejemplares arbóreos	Jalonamiento o vallado de la zona de obras
Salida de Emergencia 3	3	Sí. Vallado

#### 5.13.2. Reposición

Terminada la construcción de la salida de emergencia, se procederá a restaurar la superficie afectada del parque tal y como se encontraba en origen, de este modo serán repuestas aceras, bordillos, viales interiores del parque y las zonas ajardinadas.

En superficie solamente quedara visible el portón de la salida de emergencia y las rejillas de ventilación.

Una vez finalizada la actuación, no se podrá plantar encima de las salidas de emergencia puesto que perderían sus funciones (evacuación), por tanto sólo se restaurará el entorno al mismo devolviendo su aspecto urbano actual.

### 5.14. Estación *La Solanda* (pozo de bombeo 2) 14+250

#### 5.14.1. Afección

La Estación está ubicada en el barrio de Solanda de donde toma su nombre, se ubica entre los pp.kk. 14+090,00 y 14+257,38 de la línea de metro que cruza una zona de edificaciones hasta llegar a un área deportiva junto a la calle Venancio Estandoque, donde se ubicará la estación. Se trata de un parque recreacional con canchas de tierra y un pequeño parque para hacer deporte.

La construcción de la estación mediante pantallas origina una zona de gran superficie de ocupación (unos 30.000 m<sup>2</sup>), necesarios para el gran acopio de materiales necesario tanto

para la estación como para el túnel. Además será necesaria la construcción de una rampa de acceso a la estación para pa extracción del material de excavación.

Principalmente se verán afectados además de borillos, aceras y pavimentos, un campo de futbol de tierra, una pista de atletismo y un campo de futbol de hierba alojado en el interior de esta última.

Además, se protegerán ciertos ejemplares arbóreos de distinto porte y de manera individualizada para evitar que sufran daños en raíces, tronco o ramaje por actuaciones indirectas como circulación de maquinaria, excavaciones, etc.

ELEMENTO	ACTUACIÓN PROPUESTA	
	Protección individualizada de ejemplares arbóreos	Jalonamiento o vallado de la zona de obras
Estación 3. Solanda	No	Sí. Vallado opaco

#### 5.14.2. Reposición

La reposición de las afecciones existente en la construcción de la estación serán importantes y de mayor complejidad ya que se devolverán a su estado las instalaciones existentes en la actualidad, por lo tanto además de la típica reposición de elementos urbanos tales como aceras, firmes y bordillos, se reconstruirán todas las instalaciones deportivas para que la zona vuelva a tener el uso inicial para los ciudadanos.

### 5.15. Pozo de ventilación 2 (p.k. 14+660)

#### 5.15.1. Afección

La construcción del pozo no afecta ni a vegetación ni a ningún tipo de elemento urbano. Existe una reposición de un colector que se encuentra en el anejo correspondiente.

ELEMENTO	P.K.	Nº EJEMPLARES ARBÓREOS AFECTADOS
Pozo de ventilación 2	14+660	¿¿¿Reposición colector????

#### 5.15.2. Reposición

Una vez construido el pozo, en superficie quedará una rejilla de 8 x 5 m para la ventilación.

### 5.16. Estación 4. El Calzado (pp.kk. 15+158 y 15+315)

#### 5.16.1. Afección

La estación de El Calzado está situada en una pequeña área verde con canchas deportivas en la Avenida del Cardenal de la Torre.

La construcción de la estación mediante pantallas afectará a la zona central de la avenida, así como a la calle Reyes, debido a la construcción de la rampa de acceso a la estación para el vaciado del material reexcavación.

La envergadura de la actuación tendrá importancia, ya que se encuentran afectadas cuatro canchas multideporte completas además de una pista deportiva de tierra. Estarán afectados también los típicos elementos urbanos tales como, firme, aceras y bordillos.

Además, se protegerán ciertos ejemplares arbóreos de distinto porte y de manera individualizada para evitar que sufran daños en raíces, tronco o ramaje por actuaciones indirectas como circulación de maquinaria, excavaciones, etc.

ELEMENTO	ACTUACIÓN PROPUESTA	
	Protección individualizada de ejemplares arbóreos	Jalonamiento o vallado de la zona de obras
Estación 4. El Calzado	Sí (3)	Sí. Vallado opaco

#### 5.16.2. Reposición

En fase de explotación, la estación será subterránea, por lo que superficialmente sólo quedarán las entradas a la misma (dos accesos mediante escaleras y uno con ascensor), los pozos de ventilación, salidas de emergencia, el acceso a los equipos de la subestación y la ventilación de ésta. El resto del entorno que se vio afectado por la ejecución de las obras será restaurado, recuperando todas las superficies deportivas y urbanas que se vieron afectadas durante la construcción.

### 5.17. Pozo de ventilación 3 (p.k. 16+030)

#### 5.17.1. Afección

Está localizado en un pasaje próximo a la Avenida de San Luis. La afección urbana generada consiste únicamente en demolición de la calzada de la calle en la que está situado.

#### 5.17.2. Reposición

Una vez construido el pozo, en superficie quedará una rejilla de 5 x 5 m para la ventilación. El pavimento de la calle quedará totalmente restaurado.

### 5.18. Salida de Emergencia 4/ Pozo bombeo 3 (p.k. 16+220)

#### 5.18.1. Afección

Se localiza en el entorno del río Machángara, próximo a una pista que transcurre en parte paralela a la calle San Luis. Se trata de una zona verde con escasa vegetación y árboles introducidos a modo de parque urbano.

ELEMENTO	P.K.	Nº EJEMPLARES ARBÓREOS AFECTADOS
Salida de Emergencia 4/ Pozo bombeo 3	16+220	0

Con el fin de no afectar a más ejemplares de los previstos, se propone instalar un jalonamiento de la zona de afección, con el fin de que los trabajos y la circulación de la maquinaria se ciña a la zona de obras y minimizar la afección a la vegetación. Teniendo en cuenta que se trata de zonas de paso (peatonales o de tráfico viario), se plantea un vallado opaco que no permita visualizar las actuaciones durante la fase de obras.

Por otra parte y teniendo en cuenta que el espacio es restringido, se propone proteger a los ejemplares arbóreos que se encuentren próximos a la zona de afección de manera individual, mediante tabloneros de madera alrededor del tronco, al objeto de evitar que sufran algún daño accidental por el movimiento de maquinaria y se protegerán las copas de los ejemplares más notables (los de más de 30 cm. de diámetro normal de tronco) con lonas contra el polvo de la obra (en las zonas y épocas en que les pueda afectar).

ELEMENTO	ACTUACIÓN PROPUESTA	
	Protección individualizada de ejemplares arbóreos	Jalonamiento o vallado de la zona de obras
Salida de Emergencia 4/ Pozo bombeo 3	5	5

#### 5.18.2. Reposición

Terminada la construcción de la salida de emergencia, se procederá a restaurar la superficie afectada del parque tal y como se encontraba en origen, de este modo serán repuestas los viales interiores del parque y las zonas ajardinadas.

En superficie solamente quedara visible el portón de la salida de emergencia y las rejillas de ventilación.

### 5.19. Estación 5. El Recreo (p.k. 16+834/ 16+964)

#### 5.19.1. Afección

Se ubicará bajo las vías del ferrocarril a Guayaquil y la zona de talleres del trolebús. La estación El Recreo servirá de intercambio con la terminal de transferencia de trolebuses y autobuses.

La afección que se generará será extensa en superficie, pero sencilla en cuanto a sus elementos, ya que los elementos afectados son todos ellos elementos habituales, es decir, calzada de viales, acera, bordillos y zonas ajardinada sin elementos de gran importancia.

No se espera afectar a ningún ejemplar arbóreo o vegetación de interés.

#### 5.19.2. Reposición

En fase de explotación del metro, teniendo en cuenta que la estación es subterránea, tan sólo quedará en superficie los accesos a la estación (cuatro mediante escaleras y un ascensor), las rejillas de ventilación de la estación y los pozos de compensación. El resto del espacio, , será restaurado, recuperando el aspecto inicial y recuperando tanto las zonas verdes como la zona de los talleres de los trolebuses.

### 5.20. Pozo de Ventilación 4 (p.k. 17+470)

#### 5.20.1. Afección

Se encuentra situado entre las calles Rafael Arteta y Alamor. La afección durante la construcción incluye la demolición de parate del pavimento de la calzada, aceras y bordillos.

#### 5.20.2. Reposición

Una vez construido el pozo, en superficie quedará una rejilla de 5 x 5 m para la ventilación. El pavimento de la calle quedará totalmente restaurado, así como la acera y los bordillos afectados..

### 5.21. Salida de Emergencia 5 (p.k. 18+080)

#### 5.21.1. Afección

Se encuentra situada la Avenida Rodrigo de Chavez. La afección durante la construcción incluye la demolición de parte del pavimento de la calzada, aceras y bordillos.

### 5.21.2. Reposición

Terminada la construcción de la salida de emergencia, se procederá a restaurar la superficie afectada tal y como se encontraba en origen, de este modo serán repuestas aceras, bordillos, pavimentos.

En superficie solamente quedara visible el portón de la salida de emergencia y las rejillas de ventilación.

### 5.22. Pozo de Bombeo 4 (p.k. 18+500)

#### 5.22.1. Afección

Se ubica en una zona verde, cubierta por césped, sin la presencia de arbolado ni elementos urbanos sobre los que se genere afección.

#### 5.22.2. Reposición

Una vez finalizadas las obras, se recuperará el entorno afectado, añadiendo tierra y césped. Tan sólo quedarán dos pequeñas rejillas, a modo de ventilación.

### 5.23. Estación 6. La Magdalena (pp.kk. 18+695/ 18+829)

#### 5.23.1. Afección

La afección de la zona de la Estación de la Magdalena se encuentra incluida dentro del Proyecto del Intercambiador de La Magdalena.

Además, se protegerán ciertos ejemplares arbóreos de distinto porte y de manera individualizada para evitar que sufran daños en raíces, tronco o ramaje por actuaciones indirectas como circulación de maquinaria, excavaciones, etc.

ELEMENTO	ACTUACIÓN PROPUESTA	
	Protección individualizada de ejemplares arbóreos	Jalonamiento o vallado de la zona de obras
Estación 6. La Magdalena	Sí (8)	Sí. Vallado opaco

### 5.23.2. Reposición

La reposición de la zona de la Estación de la Magdalena se encuentra incluida dentro del Proyecto del Intercambiador de La Magdalena.

### 5.24. Salida de emergencia 6 (pp.kk. 19+190)

#### 5.24.1. Afección

La salida de emergencia 6, está situada en una isleta de la Avenida Mariscal sucre. La afección para la construcción, estará formada por demolición de firme, aceras y bordillos. No se afecta a ninguna zona ajardinada de interés.

No se ha localizado arbolado con riesgo de afección.

#### 5.24.2. Reposición

Terminada la construcción de la salida de emergencia, se procederá a restaurar la superficie afectada tal y como se encontraba en origen, de este modo serán repuestas aceras, bordillos, pavimentos y las zonas verdes de la mediana.

En superficie solamente quedara visible el portón de la salida de emergencia y las rejillas de ventilación.

### 5.25. Pozo de extracción 2/ Pozo de ventilación 5 (pp.kk. 19+989/ 20+013)

#### 5.25.1. Afección

La afección se localiza en una zona deportiva, más exactamente un campo de futbol de tierra.

No se espera afectar a ningún ejemplar arbóreo o vegetación de interés.

#### 5.25.2. Reposición

Una vez construido el pozo, en superficie quedará una rejilla de 8 x 4 m para la ventilación.

El campo de futbol afectado quedará totalmente restaurado.

## 5.26. Salida de emergencia 7 (pp.kk. 20+860)

### 5.26.1. Afección

Se localiza en una zona peatonal y deportiva en la Avenida de Villavicencio. No existe afección sobre el tráfico rodado, sino únicamente en la zona deportiva.

No se ha localizado arbolado con riesgo de afección.

### 5.26.2. Reposición

Terminada la construcción de la salida de emergencia, se procederá a restaurar la superficie afectada tal y como se encontraba en origen, de este modo serán repuestas las instalaciones deportivas afectadas por las obras

En superficie solamente quedara visible el portón de la salida de emergencia y las rejillas de ventilación.

## 5.27. Intercambiador 24 de mayo (pp.kk. 21+130/ 21+164)

### 5.27.1. Afección

Esta actuación va unida a la estación de San Francisco por estar asociadas entre sí. En este apartado se tratan el acceso a la estación desde la Plaza de Santa Clara y la actuación sobre la Avenida 24 de Mayo, para realizar el intercambio con la red de autobuses.

La afección generada consistirá en la demolición del pavimento de pequeñas calles, pero sobre todo en la gran superficie afectada de zonas peatonales del centro histórico

Además, se protegerán ciertos ejemplares arbóreos de distinto porte y de manera individualizada para evitar que sufran daños en raíces, tronco o ramaje por actuaciones indirectas como circulación de maquinaria, excavaciones, etc.

ELEMENTO	ACTUACIÓN PROPUESTA	
	Protección individualizada de ejemplares arbóreos	Jalonamiento o vallado de la zona de obras
Intercambiador 24 de mayo	Sí (4)	Sí. Vallado opaco

### 5.27.2. Reposición

Terminada la construcción de las obras, se procederá a restaurar la superficie afectada tal y como se encontraba en origen, punto que adquiere mayor importancia y cuidado al situarnos dentro el casco histórico de la ciudad de Quito.

Todas la reposiciones se efectuaran con los mismo materiales que los utilizados en el centro de la ciudad. Superficialmente sólo quedarán las entradas al intercambiado, los pozos de ventilación, salidas de emergencia, el acceso a los equipos de la subestación y la ventilación de éstos.

## 5.28. Estación 7. San Francisco (pp.kk. 21+397/ 21+518)

### 5.28.1. Afección

Esta estación dará servicio a todo el centro histórico de la ciudad. Se trata de un área urbana, peatonal principalmente, aunque también se encuentran afectados dos viales con paso de vehículos.

Todos los elementos de mobiliario urbano afectados se desmontarán y montarán una vez terminadas las obras para mantener la homogeneidad de la zona histórica.

No se espera afectar a ningún ejemplar arbóreo o vegetación de interés.

### 5.28.2. Reposición

En fase de explotación del metro, teniendo en cuenta que la estación es subterránea, tan sólo quedará en superficie los accesos a la estación (uno mediante escaleras y un ascensor), las rejillas de ventilación de la estación, además de las del pozo de bombeo 5, y los pozos de compensación. El resto del espacio, unos 4.600 m<sup>2</sup>, será restaurado, recuperando el aspecto inicial e integrando todos los elementos de nuevo en la Plaza de San Francisco.

## 5.29. Salida de emergencia 8 y Pozo de Bombeo 6 (p.k. 22+300)

### 5.29.1. Afección

La salida de emergencia y pozo de bombeo se han ubicado en la zona peatonal de la plaza del Teatro, por lo tanto no existe afección al tráfico rodado ni desvíos de tráfico generados por las obras.

### 5.29.2. Reposición

Una vez construido la obra, tan sólo quedará ocupada una superficie de 4x4 m, donde se instalará el portón de la salida de emergencia, así como las rejillas necesarias para la ventilación. Por tanto la acera y bordillo que bordea dicha zona será repuesta.

### 5.30. Pozo de ventilación 6 (p.k. 22+720)

#### 5.30.1. Afección

Se localiza en una zona peatonal próxima a la plaza de toros y en la calle Jose Antonio. No existe afección sobre el tráfico rodado, sino únicamente en la zona peatonal.

#### 5.30.2. Reposición

Una vez construido el pozo, tan sólo quedará ocupada una superficie de 6x6 m, donde se instalará la rejilla necesaria para la ventilación. Por tanto la acera y bordillo que bordea dicha zona serán repuestos.

### 5.31. Estación 8. La Alameda (pp.kk. 23+310/ 23+469).

#### 5.31.1. Afección

Se ubica en el parque La Alameda, de donde toma nombre, entre los pp.kk. 23+310,63 y 23+469,23 del túnel de línea. Se trata de una zona muy comercial, localizándose la estación detrás de la estatua a Simón Bolívar y alineada con la Avenida Gran Colombia.

La superficie afectada se extiende por encima de los 16.000 metros cuadrados, siempre dentro del recinto del parque.

La afección más singular dentro del parque de la Alameda quizás sea la provocada sobre el canal de recreo existente en el interior, y que se ve afectado por la necesidad de la construcción de la rampa de acceso a la estación para el vaciado de la misma.

También es necesario demoler un edificio de aseos públicos situado próximo a la Avenida Gran Colombia.

Además, se protegerán ciertos ejemplares arbóreos de distinto porte y de manera individualizada para evitar que sufran daños en raíces, tronco o ramaje por actuaciones indirectas como circulación de maquinaria, excavaciones, etc.

ELEMENTO	ACTUACIÓN PROPUESTA	
	Protección individualizada de ejemplares arbóreos	Jalonamiento o vallado de la zona de obras
Estación 8. La Alameda	Sí (24)	Sí. Vallado opaco

#### 5.31.2. Reposición

En fase de explotación del metro, teniendo en cuenta que la estación es subterránea, tan sólo quedará en superficie los accesos a la estación (tres mediante escaleras y un ascensor), las rejillas de ventilación de la estación y los pozos de compensación. El resto del espacio, será restaurado, recuperando el aspecto inicial e integrando todos los elementos de nuevo en el Parque: zonas verdes (ajardinamiento y senderos), viales y aceras, pero sobre todos con la reposición del canal de recreo afectado, así como el edificio de baños públicos que se veían afectados.

### 5.32. Pozo de ventilación 7 (p.k. 23+840)

#### 5.32.1. Afección

Para la construcción del pozo de ventilación será necesario el levante de la zona ajardinada donde se ha diseñado. No obstante, para su construcción es necesario ocupar una zona mayor (entorno a 125 m<sup>2</sup>), por lo que la superficie afectada también abarca parte de las aceras y el bordillo que delimita la zona ajardinada.

A pesar de que se encuentran árboles en el ajardinamiento existente no se afectará a ninguno de ellos. No obstante, teniendo en cuenta la presencia próxima de ejemplares, se plantea la implantación de medidas protectoras, tales como un vallado opaco que permita no visualizar las actuaciones durante la fase de obras y que obligue a que los trabajos y la circulación de la maquinaria se ciña a la zona de obras y minimizar así la afección a la vegetación.

Asimismo, se propone proteger a 4 ejemplares arbóreos que se encuentren próximos a la zona de afección de manera individual, mediante tabloneros de madera alrededor del tronco, al objeto de evitar que sufran algún daño accidental por el movimiento de maquinaria y, si es posible, se protegerán las copas de los ejemplares más notables (los de más de 30 cm. de diámetro normal de tronco) con lonas contra el polvo de la obra (en las zonas y épocas en que les pueda afectar).

#### 5.32.2. Reposición

Una vez construido el pozo, tan sólo quedará ocupada una superficie de 6x6 m, donde se instalará una rejilla para la ventilación. Por tanto la acera y bordillo que bordea dicha zona será repuesta.

Teniendo en cuenta que no se afectará a ningún ejemplar arbóreo y que no se puede plantar encima del pozo puesto que perdería su función (ventilación), sólo se restaurará el entorno del mismo devolviendo su aspecto urbano actual, sin introducir nuevos ejemplares vegetales.

### 5.33. Estación 9. El Ejido (pp.kk. 24+202/ 24+409)

#### 5.33.1. Afección

Considerando las elevadas dimensiones de la estación diseñada y su método de construcción entre pantallas, la superficie de afección también será amplia (en torno a 10.800 m<sup>2</sup>), puesto que se necesita un espacio mayor para construir las pantallas y una rampa de acceso a la misma para el transporte de los materiales y las tierras obtenidas en la excavación de la futura estación.

La mayoría de la superficie afectada es zona verde (70% aproximadamente), que será levantada, al igual que el firme de los senderos que atraviesan dicho parque. Los accesos de la estación se ubicarán en las Avenidas 6 de Diciembre y Patria, por lo que será necesario levantar el firme, aceras y bordillos de ambos viales.

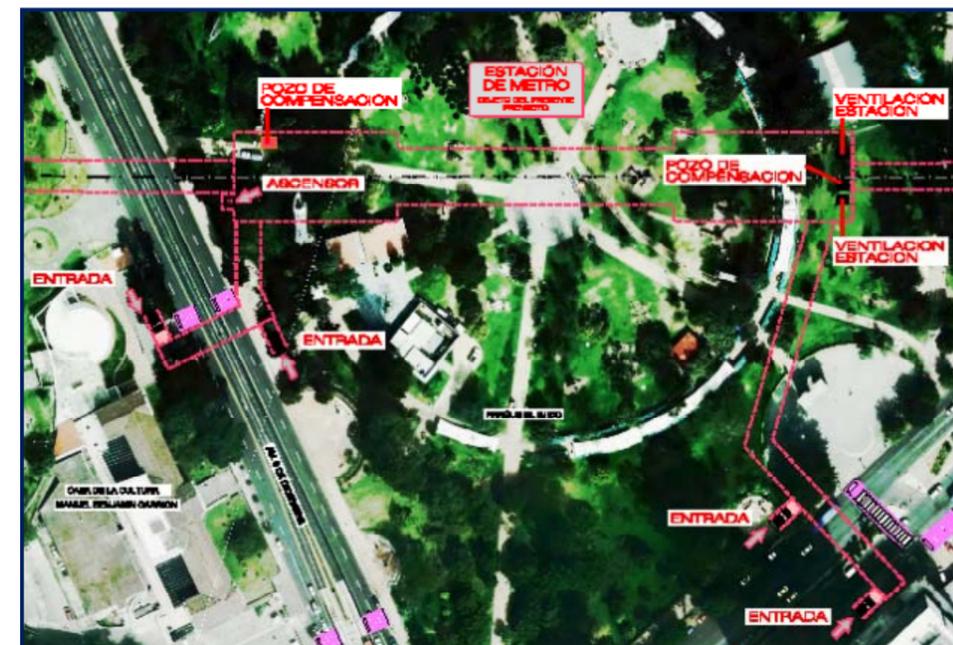
Se ha previsto afectar a un total de 45 ejemplares arbóreos, de diferente porte, que serán trasplantados dentro del mismo Parque de El Ejido, manteniendo contactos para ello con el Distrito Metropolitano de Quito (DMQ), una vez que éste lo autorice y determine el destino exacto para cada uno de ellos. Preferentemente, los trasplantes se realizarán mediante máquina trasplantadora puesto que hay espacio suficiente y algunos árboles tienen un porte considerable.

Se estima una afección indirecta de 20 ejemplares arbóreos que serán protegidos para evitar cualquier daño por el tránsito de maquinaria o trabajos que no se ciñan a la zona de actuación. Para ello se instalarán tablonces de madera alrededor del tronco y, si es posible, se protegerán las copas de los ejemplares más notables (los de más de 30 cm. de diámetro normal de tronco) con lonas contra el polvo de la obra (en las zonas y épocas en que les pueda afectar).

Por otra parte, teniendo en cuenta la presencia de vegetación y el uso público del espacio, se instalará un vallado opaco (con chapas de 2 metros de altura) para minimizar el impacto paisajístico de las obras y delimitar la zona de afección con el fin de causar el menor daño a los ejemplares estrictamente necesarios.

#### 5.33.2. Reposición

En fase de explotación del metro, teniendo en cuenta que la estación es subterránea, tan sólo quedará en superficie los accesos a la estación (cuatro mediante escaleras y un ascensor), las rejillas de ventilación de la estación, además de las del pozo de bombeo 7, y los pozos de compensación. El resto del espacio, unos 10.600 m<sup>2</sup>, será restaurado, recuperando el aspecto inicial e integrando todos los elementos de nuevo en el Parque: zonas verdes (ajardinamiento y senderos), viales y aceras.



Una vez concluidas las obras, se plantarán ejemplares nuevos, de porte bajo para evitar que las raíces puedan alcanzar la bóveda, situada a 1 metro de profundidad. La finalidad es devolver al espacio el aspecto inicial y evitar la pérdida de calidad ecológica del parque, por lo que se mantendrán contactos con el DMQ para determinar las especies y su disposición de plantación, para armonizar el entorno.

### 5.34. Pozo de ventilación 8 (p.k. 25+000)

#### 5.34.1. Afección

El pozo de ventilación 8 se ha ubicado en la mediana de la calle Versalles que se verá parcialmente afectada, al igual que una parte de la calzada y el bordillo que separa ambas, en total se ocupará una superficie aproximada de 125 m<sup>2</sup>.

No se ha localizado arbolado con riesgo de afección, por lo que no se establece ninguna medida específica para la vegetación. No obstante, teniendo en cuenta que se trata de una zona urbana, se instalará un vallado opaco (con pantallas de dos metros de altura) que impida ver los trabajos y minimizar así la afección al paisaje.

#### 5.34.2. Reposición

Una vez construido, tan sólo quedará la rejilla para proteger el pozo de ventilación, que ocupa una superficie de 6x5 metros sobre la mediana, por lo que el resto del vial será repuesto para recuperar el estado inicial.

### 5.35. Estación 10. *Universidad Central* (pp.kk. 25+456/ 25+589)

#### 5.35.1. Afección

La zona de afección, de unos 6.100 m<sup>2</sup>, estará ocupada, principalmente por zonas ajardinadas que serán levantadas, además del firme de los viales y bordillos (principalmente en la calle Marchena, donde se ejecutará la rampa de acceso a la estación). También será necesario levantar un campo deportivo perteneciente al campus universitario.

Inevitablemente, se afectará al arbolado existente (24 ejemplares arbóreos) en un parterre próximo a la facultad de jurisprudencia, así como a la vegetación existente en la zona verde que se extiende hasta la Avenida de América. El destino propuesto para estos árboles, una vez trasplantados, es el propio campus para no cambiar el aspecto visual del mismo y no perder valores ecológicos en el entorno, pero será el DMQ quien decida la ubicación definitiva. Además se protegerán individualmente 5 árboles del campus para garantizar su seguridad a pesar de que el entorno estará estrictamente vallado mediante placas de 2 metros de altura, con el fin de minimizar la afección al paisaje.

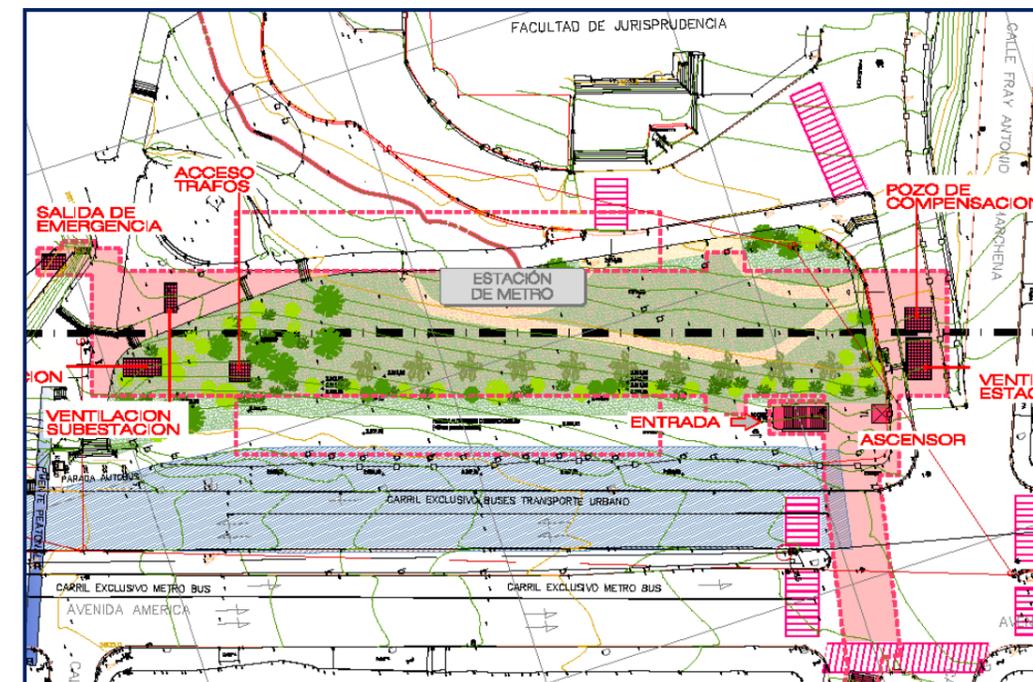
La protección al arbolado se realizará mediante tabloncillos de madera alrededor del tronco, al objeto de evitar que sufran algún daño accidental por el movimiento de maquinaria y, si es posible, se protegerán las copas de los ejemplares más notables (los de más de 30 cm. de diámetro normal de tronco) con lonas contra el polvo de la obra (en las zonas y épocas en que les pueda afectar).

#### 5.35.2. Reposición

Debido a la superficie existente con diferentes desniveles y pendientes (presencia de parterres), no es posible devolver a la zona las condiciones actuales, por tanto la Estación Universidad Central será la única estación que modificará el aspecto actual de la zona. No obstante, se respetará la superficie igualando la rasante en horizontal, con lo que se podrá aprovechar el terreno. Además, se ha proyectado la localización anexa a la futura estación de un intercambiador (que no es objeto del presente proyecto) que aumente los servicios de transporte en el entorno.

Una vez finalizadas las actuaciones, tan sólo quedará en superficie las rejillas de ventilación y pozos de compensación, el acceso a los equipos de la subestación, los portones de la salida de emergencia y los accesos a la estación (tanto escaleras como ascensor). El resto del espacio será el restaurado, devolviendo la funcionalidad a los viales y la calidad a la zona verde.

La estación en superficie tendrá un ajardinamiento de unos 2.600 m<sup>2</sup> de superficie, compuesto por árboles y arbustos sobre una pradera de césped atravesada por diversos senderos, que abarca parte de la superficie de la estación adaptándose al terreno, por lo que en algunas zonas excede de la estación. Se han diseñado la plantación de unos 30 árboles, de porte elevado y medio, y unos 45 arbustos de porte medio.



### 5.36. Pozo de ventilación 9 (p.k. 26+290)

#### 5.36.1. Afección

Se ubica en el centro de la calle Toribio Montes, por lo que se afectará al firme existente, en una superficie aproximada de 12 metros de largo por 10 metros de ancho, ocupando todo el ancho del vial, además de una parte de las aceras laterales y los bordillos de separación.

A pesar de que este pozo se localiza próximo a ejemplares arbóreos, no se afectará directamente a ninguno de ellos. No obstante, existe riesgo de afección indirecta por lo que se plantea la protección de 2 árboles mediante tabloncillos de madera alrededor del tronco, al objeto de evitar que sufran algún daño accidental por el movimiento de maquinaria y se protegerán las copas de los ejemplares más notables (los de más de 30 cm. de diámetro normal de tronco) con lonas contra el polvo de la obra (en las zonas y épocas en que les pueda afectar).

Además, se propone instalar un jalonamiento de la zona de afección, con el fin de que los trabajos y la circulación de la maquinaria se ciña a la zona de obras y minimizar la afección a la vegetación. Teniendo en cuenta que se trata de zonas de paso (peatonales o de tráfico viario), será un vallado opaco que permita no visualizar las actuaciones durante la fase de obras.

#### 5.36.2. Reposición

Para la fase de explotación del metro sólo quedará ocupada una superficie de 6x6 metros que será cubierta por una rejilla, permitiendo la circulación de vehículos como ocurre en la

actualidad. El resto del espacio afectado (unos 90 m<sup>2</sup>) será recuperado reponiendo el firme, aceras y bordillos.

Teniendo en cuenta que no se afectará directamente a ningún ejemplar, no es necesario realizar ninguna plantación específica.

### 5.37. Estación 11. La Pradera (pp.kk. 26+631/ 26+771)

#### 5.37.1. Afección

Teniendo en cuenta la ubicación de dicha estación, bajo una de las avenidas más importantes de la ciudad, la afección al entramado urbano será destacada (ocupando un espacio en superficie de 5.350 m<sup>2</sup>, aproximadamente). Para la construcción de la misma, mediante el método entre pantallas, será preciso demoler el firme existente en las Avenidas Eloy Alfaro y 9 de octubre, así como en la calle Las casas (alcanzando una superficie de unos 4.600 m<sup>2</sup>), además de los bordillos que separan las aceras en todas ellas.

La Avenida Eloy Alfaro también verá reducidas temporalmente sus aceras y se afectará al arbolado presente en la mediana que separa los sentidos circulatorios (21 ejemplares), de porte medio y bajo, que serán repuestos una vez finalizadas las obras para recuperar la situación actual con ejemplares de la misma especie, con el fin de tener en cuenta el tamaño debido a la proximidad del tráfico.

Previamente al inicio de las actuaciones se retirarán los árboles afectados, cuyo destino será definido por el DMQ, una vez analizado el estado fitosanitario de cada ejemplar, y se protegerán un total de seis ejemplares, mediante tabloncillos de madera, ubicados en la acera y mediana de la citada avenida para preservar su estado. No obstante se vallará convenientemente toda la zona de actuación para evitar afectar a algún ejemplar más de los previstos.

#### 5.37.2. Reposición

Cuando las obras finalicen se devolverá a la zona su estado actual reponiéndose todos los árboles que fueron previamente retirados de la mediana y aceras afectadas para la ejecución de la estación. También se restaurarán el firme, bordillos y aceras que fueron dañados.

Como la estación es subterránea, en la superficie tan sólo quedarán los accesos a la misma (uno con ascensor y dos mediante escaleras), las rejillas de ventilación y pozos de compensación y los portones de la salida de emergencia, recuperándose el aspecto actual en el resto del entorno afectado por el desarrollo de las obras.



### 5.38. Pozo de ventilación 10 (p.k. 27+140)

#### 5.38.1. Afección

Se localiza en un ensanchamiento de la acera de la Avenida Eloy Alfaro, ocupada en su mayor parte por una zona ajardinada, con césped y palmeras, que será levantada, al igual que parte de la acera y un murete de hormigón existente que separa dicha zona ajardinada de la acera. En total ocupa una superficie aproximada de 430 m<sup>2</sup>.

Inevitablemente, para la ejecución del pozo de ventilación, se afectará a dos palmeras ubicadas en la zona ajardinada, colindantes con la valla de una finca privada, no existiendo ningún ejemplar más en las proximidades. Se establecerá un vallado opaco que no permita visualizar las actuaciones durante la fase de obras, y garantice que los trabajos y la circulación de la maquinaria se ciñan a la zona de obras.

#### 5.38.2. Reposición

Una vez construido el pozo quedará una superficie de 8x4 metros cubierta por una rejilla, situada en mayor parte en la acera, la cual será repuesta en el entorno de la zona ajardinada al igual que el muro de hormigón.

Una vez finalizada la actuación, no se podrá plantar encima del pozo puesto que perdería su función (ventilación), por tanto sólo se restaurará el entorno al mismo devolviendo su aspecto urbano actual, por lo que se plantarán dos palmeras sobre una superficie con césped.

### 5.39. Estación 12. La Carolina (pp.kk. 27+559/ 27+699)

#### 5.39.1. Afección

La zona de afección viene determinada por el método de ejecución entre pantallas de la estación que ocasiona un espacio levemente superior a las dimensiones de ésta (en torno a 6.800 m<sup>2</sup>). Esta estación se ubica en el extremo suroeste del Parque urbano del mismo nombre, el más grande de Quito, entre el Edificio Las Cámaras y el Edificio Skorpions, por lo

que se afectará a una importante superficie del Parque La Carolina (unos 5.400 m<sup>2</sup>, aproximadamente) y, en concreto, a varios ejemplares arbóreos (17 individuos), de porte medio, así como a un par de senderos peatonales. A pesar de que es decisión del DMQ, antes de inicio de las obras se propone ubicar los ejemplares arbóreos trasplantados dentro del mismo parque con el fin que éste no pierda valor ecológico.

Asimismo, para evitar daños indirectos por la circulación de maquinaria o instalaciones auxiliares, se protegerán hasta 21 ejemplares dentro del citado parque para garantizar su conservación. Para ello se protegerán con tabloncillos de madera alrededor del tronco y se cubrirán las copas de los ejemplares más notables (los de más de 30 cm. de diámetro normal de tronco) con lonas contra el polvo de la obra (en las zonas y épocas en que les pueda afectar).

Debido al acceso localizado al otro lado de la Avenida Eloy Alfaro, y a la rampa de acceso a la estación, se afectará también al firme de viales y senderos, bordillos y aceras.

Además, se propone instalar un jalonamiento de la zona de afección, con el fin de que los trabajos y la circulación de la maquinaria se ciñan a la zona de obras y minimizar la afección a la vegetación. Teniendo en cuenta que se trata de zonas de paso (peatonales o de tráfico viario), será un vallado opaco, de dos metros de altura, que permita no visualizar las actuaciones durante la fase de obras.

### 5.39.2. Reposición

En fase de explotación, la estación será subterránea, por lo que superficialmente sólo quedarán las entradas a la misma (dos accesos mediante escaleras y uno con ascensor), los pozos de ventilación, salidas de emergencia, el acceso a los equipos de la subestación y la ventilación de ésta. El resto del entorno que se vio afectado por la ejecución de las obras será restaurado, recuperando toda la superficie del parque, así como el servicio de los senderos y viales.

Por tanto, una vez finalizadas las obras, se plantará de nuevo encima de la estación, eligiendo convenientemente las especies puesto que se recomienda aquellas de porte bajo cuyas raíces no puedan alcanzar la estructura del túnel. Se mantendrán contactos con el DMQ para determinar la disposición de los nuevos ejemplares, de acuerdo con el diseño existente en el parque.



## 5.40. Pozo de bombeo 8 (p.k. 27+990)

### 5.40.1. Afección

Se ha ubicado en el aparcamiento, por lo que tan sólo se afectará al firme de éste, con una superficie aproximada de 120 m<sup>2</sup>.

Para minimizar el impacto paisajístico, se propone el vallado de la zona de afección superficial, para impedir visualizar las actuaciones. Estará formado por placas opacas de dos metros de altura y, además de minimizar la afección visual, delimitará la zona de obras para restringir las actuaciones y movimiento de maquinaria a la zona acotada, a pesar de que no se ha localizado arbolado con riesgo de afección en el entorno inmediato.

### 5.40.2. Reposición

Durante la fase de explotación, en la superficie afectada para la construcción del pozo de bombeo tan sólo quedará un portón que ocupará 2,25 m<sup>2</sup>, aproximadamente, restaurándose el resto de la superficie, para recuperar su uso de aparcamiento y el aspecto actual, añadiendo para ello el firme y las marcas viales.

## 5.41. Salida de emergencia 9 (p.k. 28+330)

### 5.41.1. Afección

Se ubica en una zona verde, cubierta por césped, sin la presencia de arbolado, habiéndose definido una superficie de ocupación aproximada de 200 m<sup>2</sup>, por lo que se levantará dicha zona ajardinada. Teniendo en cuenta la presencia de usuarios del parque, se establecerá un vallado opaco para evitar la afección visual de las obras.

### 5.41.2. Reposición

Una vez finalizadas las obras, se recuperará el entorno afectado para devolver la calidad al parque, añadiendo tierra y césped. Tan sólo quedará un portón para la salida de emergencia y dos pequeñas rejillas, a modo de ventilación.

## 5.42. Pozo de ventilación 11 (p.k. 28+480)

### 5.42.1. Afección

La construcción del pozo de ventilación ocasionará una afección en superficie de 140 m<sup>2</sup> aproximadamente, por lo que será preciso levantar la zona ajardinada. Inevitablemente, se afectará al arbolado presente, en concreto a 6 ejemplares de porte bajo, los cuales serán estudiados justo antes del comienzo de las obras, para determinar su estado fitosanitario y asegurar la viabilidad del trasplante, que se realizará de acuerdo con las indicaciones del DMQ, proponiéndose como destino el mismo parque.

Teniendo en cuenta que se trata de zonas de paso (peatonales o de tráfico viario), se plantea un vallado opaco, compuesto por placas de dos metros de altura, que no permita visualizar las actuaciones durante la fase de obras. Dicho vallado, además, conllevará que los trabajos y la circulación de la maquinaria se ciñan a la zona de obras y minimizar así la afección a la vegetación.

Por otra parte y teniendo en cuenta que el espacio es restringido, se propone proteger a dos ejemplares arbóreos que se encuentran próximos a la zona de afección de manera individual, mediante tabloneros de madera alrededor del tronco, al objeto de evitar que sufran algún daño accidental por el movimiento de maquinaria y se protegerán las copas de los ejemplares más notables (los de más de 30 cm. de diámetro normal de tronco) con lonas contra el polvo de la obra (en las zonas y épocas en que les pueda afectar).

### 5.42.2. Reposición

Una vez finalizada la actuación, se recuperará la zona verde, teniendo en cuenta que no se podrá plantar encima del pozo puesto que perdería su función (ventilación) y estará cubierto por una rejilla de 10x6 metros. Por tanto, sólo se restaurará el entorno al mismo devolviendo su aspecto actual y plantando el mismo número de ejemplares que previamente fueron retirados.

## 5.43. Estación 13. Iñaquito (pp.kk. 29+085/ 29+222)

### 5.43.1. Afección

Inevitablemente, se afectará a la zona verde situada contigua al parque La Carolina (ocupando una superficie aproximada del 70% de los 6.800 m<sup>2</sup> que se espera afectar), hasta un total de 30 ejemplares arbóreos que, previo al inicio de las obras, se propone su trasplante

a zonas adyacentes dentro del mismo parque urbano, pero será el DMQ quien determine el destino definitivo de cada ejemplar.

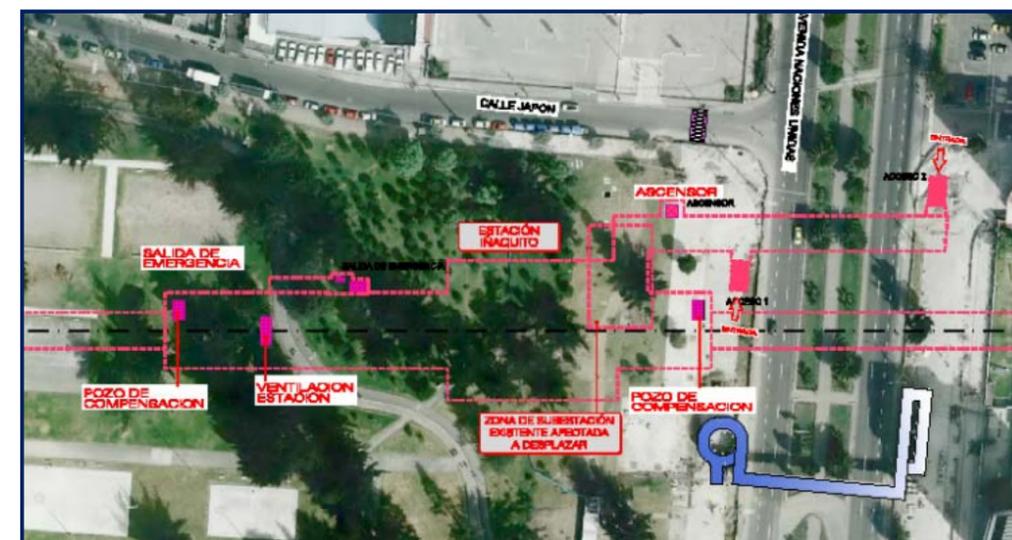
Asimismo, se afectará a las aceras de la Avenida de las Naciones Unidas, bordillos y firme, que deberá ser demolido.

Teniendo en cuenta que se trata de una zona verde, además del vallado opaco de delimitación del área de actuación, que minimizará el impacto visual de las obras, se propone la protección individualizada de un total de 24 ejemplares, la mayoría de porte bajo, con el fin de minimizar las posibilidades de afección indirecta, por el movimiento de maquinaria o trabajos secundarios. Para ello se rodeará el tronco de los árboles con tabloneros de madera y se protegerán sus copas con lonas contra el polvo.

### 5.43.2. Reposición

Cuando las obras finalicen, se restaurará el entorno afectado por las obras, devolviendo al espacio su aspecto y uso actual. Para ello, se plantará, el mismo número de ejemplares que previamente fueron traslocados, puesto que entre el túnel y la superficie hay terreno suficiente, unos 2 metros, para permitir el arraigo del arbolado. No obstante, las especies elegidas tendrán en cuenta esta profundidad no seleccionando aquellas con raíces agresivas.

Los senderos de la zona verde, aceras, bordillos y el firme de la avenida también serán repuestos, facilitando así la integración de la estación en el medio. Por tanto, una vez que se hayan realizado dichas actuaciones, tan sólo quedará en superficie las salidas de emergencia, los accesos a la estación (tanto un ascensor como dos entradas con escaleras) y las rejillas de los pozos de ventilación y compensación.



#### 5.44. Salida de emergencia 10/ Pozo bombeo 9 (p.k. 29+740)

##### 5.44.1. Afección

Para la ejecución de la salida de emergencia se afectará a una superficie de aproximadamente 270 m<sup>2</sup>, en la confluencia de las calles Israel y Japón, por lo que será preciso demoler el firme existente y parte de las aceras y bordillos de ambos viales.

Por otra parte, para realizar la actuación prevista, se afectará un ejemplar arbóreo de pequeño tamaño, ubicado en la acera. Antes del comienzo de las obras se analizará su estado fitosanitario y, si fuera posible, se trasplantará de acuerdo con los criterios que imponga previamente el DMQ.

Con el fin de no afectar a más ejemplares de los previstos, se propone instalar un jalonamiento de la zona de afección, para que los trabajos y la circulación de la maquinaria se ciñan a la zona de obras y minimizar la afección a la vegetación. Teniendo en cuenta que se trata de zonas de paso (peatonales o de tráfico viario), se plantea un vallado opaco, mediante placas de 2 metros de altura, que no permita visualizar las actuaciones durante la fase de obras.

Por otra parte y teniendo en cuenta que el espacio es restringido, se propone proteger a dos ejemplares arbóreos que se encuentran próximos a la zona de afección de manera individual, mediante tabloneros de madera alrededor del tronco, al objeto de evitar que sufran algún daño accidental por el movimiento de maquinaria y se protegerán las copas de los ejemplares más notables (los de más de 30 cm. de diámetro normal de tronco) con lonas contra el polvo de la obra (en las zonas y épocas en que les pueda afectar).

##### 5.44.2. Reposición

Una vez finalizada la actuación, se recuperará la zona afectada devolviendo su aspecto urbano actual, respetando la disposición de las aceras. En superficie, tan sólo quedará un portón de la salida de emergencia y dos rejillas para el pozo de bombeo, una de ellas ubicada en la calzada, mientras que las otras se localizan en la acera.

Teniendo en cuenta que no se podrá plantar encima de los pozos o salidas de emergencia puesto que perderían sus funciones (bombeo y evacuación), sólo se restaurará el entorno del mismo, por lo que se plantará un árbol en compensación del afectado por la construcción.

#### 5.45. Pozo de ventilación 12 (p.k. 29+840)

##### 5.45.1. Afección

Se prevé afectar a una superficie de 180 m<sup>2</sup> en el parque donde ha sido ubicado, por lo que será necesario levantar la zona ajardinada existente así como el pavimento de un sendero y parte de un elemento decorativo.

Debido a que la actuación se localiza en un parque urbano, el impacto visual de las obras será importante e inevitablemente se afectará directamente a un ejemplar arbóreo que será traslocado, previamente a cualquier actuación y habiendo fijado su destino el DMQ. Con el fin de disminuir la afección paisajística durante las obras, se instalará un vallado opaco, compuesto por placas de dos metros de altura que, además, restrinja los trabajos y la circulación de la maquinaria a la zona acotada para ello.

Por otra parte y teniendo en cuenta que el espacio es restringido, se propone proteger a cinco ejemplares arbóreos que se encuentren próximos a la zona de afección, de manera individual, mediante tabloneros de madera alrededor del tronco, al objeto de evitar que sufran algún daño accidental por el movimiento de maquinaria y se protegerán las copas de los ejemplares más notables (los de más de 30 cm. de diámetro normal de tronco) con lonas contra el polvo de la obra (en las zonas y épocas en que les pueda afectar).

##### 5.45.2. Reposición

En superficie, como resultado de la construcción del pozo, tan sólo quedará una rejilla de 10x6 metros, que no puede ser cubierta para que cumpla con su función (ventilación). Por tanto se actuará en el resto de la zona afectada, recuperando la zona verde y plantando un nuevo ejemplar arbóreo para sustituir al afectado. El diseño de la restauración del medio devolverá el aspecto actual.

#### 5.46. Estación 14. Jipijapa (pp.kk. 30+452/ 30+591)

##### 5.46.1. Afección

La estación se localiza en parte del cerramiento de la plaza de toros, existiendo edificios, boletería, parqueaderos y espacios verdes. Dentro de éstas se afectará a un total de 26 árboles, la mayoría ubicados en la mediana y aceras de la avenida Amazonas. Previamente a cualquier actuación, estos ejemplares serán retirados en función de las características que presenten, y destinados al lugar que determine el DMQ. La zona de actuación será estrictamente vallada para evitar el impacto paisajístico que causan las obras y restringir las actuaciones a la zona delimitada, protegiendo el resto. Además se protegerán 4 árboles para minimizar los daños indirectos debido al movimiento de maquinaria, etc.

Teniendo en cuenta su ubicación, se afectará a la avenida Amazonas, concretamente al vial, mediana, aceras y bordillos, así como a la calle Isla Tortuga, donde se situará la rampa de acceso a la estación, siendo necesario levantar las zonas verdes, firmes y bordillos existentes. Con el fin de que no se dañen a los edificios, una parte de la estación se realizará en mina y no entre pantallas como el resto de la misma, por lo que hay que descartar afecciones en estos (se ocupará superficialmente en torno a 5.000 m<sup>2</sup>).

### 5.46.2. Reposición

Durante la explotación del metro tan sólo quedará en superficie los accesos a la estación (dos entradas con escaleras y un ascensor), puertas de emergencia, pozos de ventilación y compensación, así como el portillo de acceso para los equipos de la subestación. Por tanto, el resto de la zona afectada será restaurada devolviéndole su aspecto y funcionalidad actual.

Cuando las obras finalicen se repondrán los árboles afectados en mediana, aceras y zonas verdes, teniendo en cuenta que existe un terreno disponible de casi un metro de profundidad hasta la estación subterránea, por lo que las especies seleccionadas serán de porte bajo, lo que es apropiado teniendo en cuenta la circulación peatonal y de vehículos de la Avenida Amazonas.

### 5.47. Pozo de ventilación 13 (p.k. 30+950)

#### 5.47.1. Afección

La superficie de afección de este pozo de ventilación se estima en 180 m<sup>2</sup>, aproximadamente, localizada en una zona ajardinada, por lo que será preciso levantarla, retirando previamente un árbol, así como diversos arbustos de menor tamaño. También se afecta a varios senderos dentro del parque cuyo pavimento será demolido.

El ejemplar arbóreo afectado será previamente trasladado, eligiéndose el trasplante a zonas adyacentes, siempre que sus características fitosanitarias lo indiquen y sea autorizado por el DMQ.

Con el fin de no afectar a más ejemplares del previsto en dicha zona verde, se propone instalar un jalonamiento de la zona de afección, para que los trabajos y la circulación de la maquinaria se ciñan a la zona de obras y minimizar así el riesgo de afección a la vegetación. Teniendo en cuenta que se trata de zonas de paso (peatonales o de tráfico viario), se plantea un vallado opaco, con placas de dos metros de altura, que no permita visualizar las actuaciones durante la fase de obras.

Por otra parte, se propone proteger a tres ejemplares arbóreos que se encuentren próximos a la zona de afección de manera individual, mediante tabloncillos de madera alrededor del tronco, al objeto de evitar que sufran algún daño accidental por el movimiento de maquinaria y se protegerán las copas de los ejemplares más notables (los de más de 30 cm. de diámetro normal de tronco) con lonas contra el polvo de la obra (en las zonas y épocas en que les pueda afectar).

#### 5.47.2. Reposición

Una vez finalizada la construcción, tan sólo quedará una rejilla de 10x6 metros sobre el pozo de ventilación, por lo que se actuará sobre el resto de la superficie para recuperar el aspecto actual. No se podrá plantar encima del pozo puesto que perdería su función (ventilación), por tanto sólo se restaurará el entorno al mismo, reponiendo los senderos y plantando un árbol en compensación al afectado.

### 5.48. Estación 15. El Labrador (pp.kk. 31+557/ 31+698)

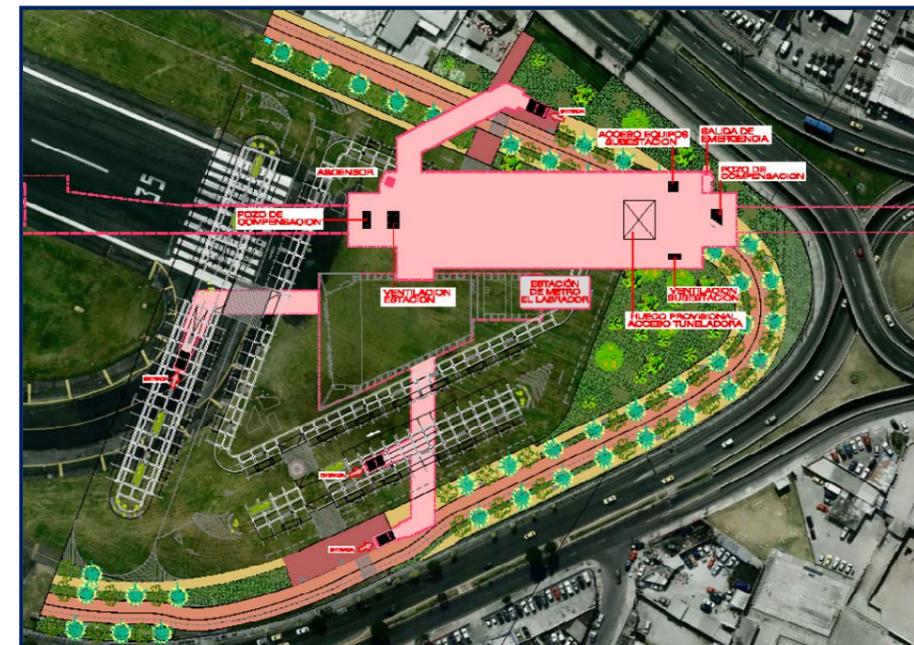
#### 5.48.1. Afección

Independiente al presente proyecto, se ha desarrollado el Intercambiador de El Labrador que se localizará sobre la superficie de la futura estación del metro El Labrador. Por tanto, la superficie afectada por las obras será mínima, en torno a 160 m<sup>2</sup>, tan sólo lo necesario para permitir la entrada de la tuneladora. Esta superficie está ocupada en su mayoría por una zona ajardinada y parte de un vial.

En la zona de actuación no se encuentra ningún ejemplar arbóreo, siendo mínima la afección en superficie referida al presente proyecto, en consideración con las dimensiones subterráneas de la estación. No obstante, el desarrollo de las obras ocasionará un impacto visual que será minimizado mediante la instalación de un vallado de protección que impida el contacto con el entorno.

#### 5.48.2. Reposición

Una vez finalizadas las obras, la superficie apenas quedará dañada, puesto que en superficie tan sólo quedarán las entradas a la estación (cuatro accesos con escaleras y uno con ascensor), rejillas para la ventilación de la estación y los pozos de compensación, puertas de emergencia y portillos para el acceso de los equipos a la subestación. No obstante, en cuanto al paisaje, no se realizará ninguna actuación específica puesto que el proyecto de diseño del Intercambiador y Estación de El Labrador (E 5.2 y E 5.3) ya incluía la urbanización de toda la superficie de la estación. En concreto, la zona afectada para la entrada de la tuneladora será revegetada con ejemplares de diferentes portes y senderos.



## 5.49. Fondo de saco (pp.kk. 31+698/ 32+044)

### 5.49.1. Afección

Teniendo en cuenta que el fondo de saco se ubica en el entorno del aeropuerto, actualmente objeto de un proceso de urbanización al ser desmantelado, y que el método constructivo es mediante pantallas, el impacto que cause la ejecución de las obras, en el área de afección estimada en 10.100 m<sup>2</sup>, no será destacable, siendo preciso demoler firmes de las pistas actuales y bordillos.

No obstante, se instalará un vallado opaco de protección para evitar la visualización de las actuaciones. Además, no se espera afectar a ningún ejemplar arbóreo o vegetación de interés, existiendo zonas verdes resultado del crecimiento espontáneo de especies cespitosas.

### 5.49.2. Reposición

Una vez finalizadas las obras no quedarán restos de la actuación en superficie, puesto que el túnel será subterráneo, por lo que se recuperará la situación actual, excepto si el DMQ demanda lo contrario al haber proyectado una nueva urbanización en este entorno.

## 5.50. Escombrera

### 5.50.1. Situación inicial

Los residuos de construcción y demolición generados en la fase de construcción serán segregados desde el momento de su generación en la propia obra con el fin de facilitar su reutilización en la propia obra o en otras próximas. Si esto no fuera posible se entregará a un gestor autorizado para su valorización o depósito en vertedero autorizado. Uno de los principales residuos generados serán las denominadas tierras limpias o sobrantes de excavación que serán destinadas a un entorno específico para contribuir a su restauración.

Concretamente, se trata de la cantera de la Quebrada El Batán, situada a la altura del túnel de Guayasamín, que actualmente se está utilizando como basurero y parte del cauce cercano está siendo rellenado de manera inadecuada. Se localiza a un kilómetro aproximadamente de la avenida Eloy Gonzalo, por donde discurrirá el túnel de línea entre las estaciones La Pradera y La Carolina. En la siguiente imagen por satélite se localiza la escombrera.



El área está completamente intervenida y se consideró como área de influencia directa a la zona alta de Guápulo y la Avenida González Suárez. Anteriormente era una quebrada natural pero ha sido rellenada. En su entorno se pueden observar plantas pioneras, sin ningún valor ecológico, con pocos ejemplares arbóreos, dominando los eucaliptos.

### 5.50.2. Propuesta de restauración

A medida que sean generados los materiales excedentarios provenientes de la excavación, se trasladarán hasta la cantera Quebrada El Batán con el fin de restaurar el entorno. Tras el relleno por parte de estos materiales, se aplicarán una serie de medidas específicas, principalmente a la zona de la cantera que actualmente se utiliza como vertedero, acogiendo escombros y materiales de desecho no aprovechables en las obras. Además, se recuperará la parte de cauce afectado, próximo a la zona de la cantera, en la parte este y se reacondicionará la vía Interoceánica.

Por tanto, las acciones a realizar para rehabilitar el entorno son: relleno, drenaje, establecimiento de terrazas, allanamiento y homogenización del terreno y revegetación para la cantera, así como vaciado y dragado del cauce afectado. En concreto, las principales medidas incluirán:

- Estudio inicial con objetivo de reproducir la forma natural del terreno, utilizando los siguientes elementos geomorfológicos:
  - Mecánica de rocas y de masas de aguas (cauce cercano), en el punto donde se encuentra la cantera que se utilizará como depósito o escombrera.
  - Identificación de los rasgos característicos del entorno.
- Relleno de cavidades con material sobrante de las obras.
- Sellado de pozos o agujeros abiertos realizados previamente por la extracción de materiales.

- Remodelado de la escombrera:
  - Distribución del material.
  - Extendido y remodelado.
  - Evitar que las alturas de la escombrera sobrepasen la cota altitudinal del entorno para que no destaque sobre la línea del horizonte.
  - Evitar las zonas abruptas o inusuales en comparación con el terreno es circundante, en aquellas partes donde el terreno es abrupto, reproducir pendientes, formas y líneas del terreno.
- Redondear los bordes de las terrazas, evitando terrazas equidistantes o totalmente paralelas, y líneas o formas que denoten artificialidad.
- Redondear y naturalizar los taludes.
- Realizar la plantación sobre la escombrera de especies autóctonas o favorecer la implantación de actividades de recreo, favoreciendo la integración paisajística, tanto de la zona destruida como de la escombrera del hueco inicial.
- Si el suelo es pobre se inocularán hongos para favorecer la formación de micorrizas que incrementan la supervivencia de plantas (especialmente si se detecta que el medio es pobre en nutrientes).
- Si el suelo ha resultado acidificado por las acciones antrópicas se promoverá la aplicación de cal.
- Las plantaciones se realizarán con gramíneas que enriquecen el suelo con nitrógeno y árboles y se utilizarán especies autóctonas que están más adaptadas al suelo y a las condiciones climáticas del lugar.
- Para la rehabilitación del tramo del cauce afectado:
  - Retirar escombros que estén directamente sobre el cauce.
  - Dragar otros materiales de menor grosor que estén afectando a la funcionalidad del cauce.
  - Estabilizar las riberas y márgenes y revegetarlas.
- Se realizará un seguimiento y monitoreo de estas acciones y la comprobación de la supervivencia y adaptación de las especies plantadas.

Estas actuaciones de restauración de la escombrera y su mantenimiento a lo largo del tiempo favorecerán la integración de la misma en el entorno, así como la posibilidad de destinarla a otros usos.

**ANEJO Nº 19**

**REORGANIZACIÓN DE VIALES Y DEL TRÁFICO PÚBLICO Y PRIVADO**



**ÍNDICE**

1.	OBJETO DEL DOCUMENTO	1
2.	REORDENACIÓN DE VIALES	1
2.1.	Estación de Morán Valverde	1
2.2.	Estación de Universidad Central	1
2.3.	Estación de La Pradera.	2

## ANEJO Nº 19

### REORGANIZACIÓN DE VIALES Y DEL TRÁFICO PÚBLICO Y PRIVADO

#### 1. OBJETO DEL DOCUMENTO

El objetivo de este documento es describir la reorganización de viales y de tráfico que será necesaria en algunas zonas de la ciudad tras la ejecución de las obras de la primera línea de Metro de Quito.

Aunque la implantación de la mayoría de las estaciones no implica modificar la organización actual del viario, en las estaciones de Morán Valverde, Universidad Central y La Pradera sí que es necesaria una ligera reorganización, cuya descripción se recoge en el siguiente apartado.

#### 2. REORDENACIÓN DE VIALES

##### 2.1. Estación de Morán Valverde

La estación de Morán Valverde está ubicada en el cruce de las avenidas Rumichaca y Morán Valverde, la ubicación de los accesos de la estación ha obligado a modificar la intersección de dichas avenidas. Se han reorganizado las aceras en la Av. Morán Valverde y en la Av. Rumichaca, así como el viario en la Av. Morán Valverde.

Concretamente se ha proyectado aumentar el ancho de las aceras tanto hacia el occidente, oriente y el norte.



Reorganización de viales en el entorno de la Estación de Morán Valverde

La vereda hacia el occidente de la avenida Rumichaca en la calzada que transita de norte a sur se ha ampliado en un área de 1008,65 m<sup>2</sup> y los bordillos completan un incremento de 112,66 m aprox., el cerramiento se incrementa en 110,12 m.

En la calzada de circulación Sur-Norte, de la avenida Rumichaca, se incrementa el área de veredas en 354,51 m<sup>2</sup>, los bordillos en 85,59 m y el cerramiento en 82,50 m.

En la calzada de la avenida Morán Valverde en sentido oriente –occidente, la vereda se incrementa en 152,36 m, los bordillo en una longitud de 46,42 m y la mediana se reduce, por lo cual se debe demoler la actual y construir una nueva mediana en una longitud de 30 m aproximadamente

Tras la obra, la vía contará con dos carriles por cada sentido de 3 m de ancho cada uno separados por una mediana de 1.5 m.

##### 2.2. Estación de Universidad Central

La estación de Universidad Central se sitúa en el interior del recinto universitario, en las proximidades de la Avenida América. Debido al volumen de viajeros que se espera que tenga esta estación, se ha previsto una reordenación del viario que permita su funcionamiento como intercambiador de transporte:

- Acceso 1 y ascensor situados en Av. América. Con la construcción de la estación, se demolerá el actual muro que separa el recinto de la Universidad de la avenida. Se aprovechará esta zona liberada para la ampliación de la acera, donde se ubicará tanto el acceso como el ascensor. Además se prevé el espacio suficiente para la inclusión de un nuevo carril para estacionamiento de buses en el caso de que se considere necesario.

Por último se completará la actuación con la ejecución de varios pasos de peatones que garanticen la accesibilidad: se implantarán cuatro en Avenida América en el cruce con la calle Fray Antonio de Marchena y se colocarán otros dos en el viario de circulación que existe dentro del recinto universitario.

- Acceso 2: Situado en la calle Fray Antonio de Marchena, en la actualidad esta calle cuenta con un carril por cada sentido separados por una mediana que cuenta con plazas de parqueo en sentido este.

El acceso se ejecutará sobre el actual carril sentido este, por lo que se ampliará esta acera para que tenga un ancho mínimo de 6,25 m en todo su recorrido y un ancho máximo de 12,02 m en la zona del acceso. Además se dispondrán luminarias y arbolado que integren la actuación.

La mediana actual se demolerá, desplazando las plazas de parqueo y situándolas anexas a la nueva acera ampliada. Se han previsto 18 plazas de parqueo de 3 m. de ancho y 5,70 m. de largo.

Tras la obra, la vía contará con dos carriles por cada sentido de 3 m. de ancho cada uno separados por una mediana de 2 m.

Por último se ejecutarán los pasos de peatones necesarios para asegurar la accesibilidad desde distintos puntos al acceso, situándose uno de ellos al comienzo de la calle y que desemboca en el acceso y el siguiente en la esquina con la calle Antonio de Ulloa.



*Reorganización de viales en el entorno de la Estación de Universidad Central*

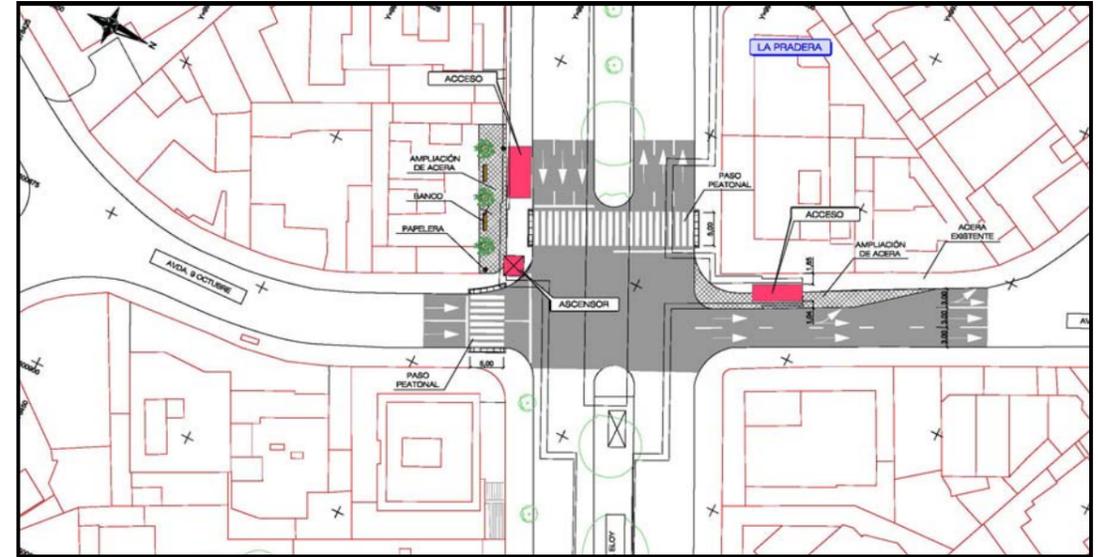
### 2.3. Estación de La Pradera.

La estación de La Pradera se sitúa en el cruce de la Avenida Eloy Alfaro con la Avda. 9 de Octubre y la Av. Inglaterra. Se han planteado dos accesos, uno en la propia Eloy Alfaro y otro en la Inglaterra.

- Acceso 1 y ascensor situados en la Av. Eloy Alfaro. Estas instalaciones se construirán en la acera actual que se utiliza como plaza de parking. Se cambiará el pavimento existente para ampliar la acera y se dotará de los elementos urbanísticos necesarios que integren la actuación, tales como bancos, árboles y papeleras.

El vial actual se restituirá y no sufrirá cambio alguno, manteniendo los tres carriles por sentido y volviendo a pintar los pasos de peatones existentes en la Eloy Alfaro y en la 9 de Octubre.

- Acceso 2 situado en la Av. Inglaterra. Debido a la falta de espacio de la actual acera, será necesario su ampliación, para poder situar el acceso. El ancho del vial se reducirá, pero aún así permitirá mantener los dos carriles por sentido que existen en la actualidad.



*Reorganización de viales en el entorno de la Estación de La Pradera*

Los planos de detalle de la reorganización de los viales descritos en el presente documento, se recogen en el DOCUMENTO Nº 2 PLANOS, en el apartado 17. REORGANIZACIÓN DE VIALES.