

UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA

DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

VALPARAÍSO – CHILE



**ANÁLISIS DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DE UN ARCO DE ACERO
CORRUGADO DE GRANDES DIMENSIONES ANTE CARGAS DE SUELO Y
NIEVE EN DIVISIÓN ANDINA CODELCO**

Memoria de titulación presentada por:

CATALINA DEL PILAR DÖLZ ABELLO

Como requisito parcial para optar al título de:

INGENIERO CIVIL

Profesor Guía:

Gonzalo Suazo Fuentealba

Febrero 2018

AGRADECIMIENTOS

Agradezco:

A todos los que me ayudaron, de una u otra manera, a realizar esta memoria. A Paula Barrientos, Alejandro Espinoza, Jorge Poblete y todos los profesionales de la VP de Codelco, por siempre tener la disposición de enseñarme y responder mis dudas. A mis compañeros memoristas: Grethell Ibáñez, Denisse Neveu, Roberto Geoffroy, Cristóbal Olave, Ricardo Troncoso y Fabián Francovich. Este proceso no hubiese sido lo mismo sin ustedes en la oficina, y en todos los otros momentos que compartimos juntos.

A mi profesor Gonzalo Suazo, por tomarme como memorista y por ayudarme a llevar a flote este barco que parecía hundido. Con usted recordé porqué estudié esta carrera, me hizo revivir a esa niña ávida de conocimientos que alguna vez soñó con ser una gran profesional y alcanzar todas sus metas. Muchas gracias por ayudarme a salir adelante con este proyecto y, de paso, a seguir adelante con mi vida.

A mis amigos, los de toda la vida y los que fueron apareciendo por el camino. A mis amigas del colegio, Loni Berkowitz y Beverly Hermosilla, tenemos toda una vida de historias y anécdotas, y espero que el futuro nos traiga un millón de vivencias más, y juntas. Gracias por acompañarme en este camino, que se ha vuelto difícil y muy rocoso a ratos. Las quiero. A Claudio Aspe, compañero de carrera, amigo y partner. Nos conocimos en el segundo año de universidad y jamás pensé que estaría hasta el último día a tu lado. Gracias por soportarme y ayudarme en tantas ocasiones. Eres una hermosa persona y un excelente profesional. Sé que el futuro solo traerá cosas buenas para ti. A Klaus Breuer, mi querido amigo de Plan Común. Nos reencontramos tarde, pero mi paso por la universidad no hubiese sido lo mismo sin ti. Te agradezco cada una de nuestras conversaciones y tus siempre acertados consejos. Tienes ganas de crecer y estoy segura de que no tienes límites. Estés donde estés, seguiremos siendo amigos por siempre. Te quiero.

A mis seres queridos y familiares: Alba Barahona, Romina Salinas, Gilberto Soto, Luis Troncoso, Karina Abello, Catalina Riveros, Waldo Riveros y Olga Valdés. Con o sin lazos sanguíneos, ustedes son mi familia. Gracias por estar con nosotros siempre, y en especial ahora. Son hermosas personas y agradezco a la vida por tenerlos conmigo.

Finalmente, a mi familia, por ser los pilares de mi vida. A mi hermana Erika, por ser una excelente amiga, confidente, e incluso madre sustituta cuando la situación la ameritaba. A mi hermano Eduardo, por enseñarme (sin tu saberlo) que hay distintas formas de ver y hacer la vida, y por enseñarme que debemos vivir sin rabias ni resentimientos. Eres un alma pura y eso te hace único. A mi madre por enseñarnos, con tu propio ejemplo, que en la vida las cosas se logran con esfuerzo y

convicción. Eres una mujer fuerte, determinada y justa, características que le enseñaste a tus hijas para que creciéramos empoderadas e independientes. Eres la pionera del concepto de feminismo, cuando aún no se esperaba que las mujeres sacaran la voz, tu sacaste la tuya y ¡vaya que fuiste escuchada! A mi padre, por ser el motor de mi vida. Me enseñaste que en la vida no hay límites, me apoyaste en todas y cada una de mis decisiones. Lo que soy hoy y lo que estoy logrando es gracias a ti, eres y serás por siempre mi referente a seguir. Me hubiese gustado ser la mitad de ingenua que tú fuiste, viviste por y para los demás, y eso no lo olvidaré jamás.

RESUMEN

Las estructuras enterradas son utilizadas en una amplia gama de proyectos, como obras viales, redes de alcantarillado, atraviesos ferroviarios, instalación de servicios públicos y en proyectos mineros como túneles de ventilación, chimeneas, túneles bajo stockpile, entre otros. Dentro de este tipo de estructuras se encuentran los tubos de acero corrugado, los que pueden adquirir diversos tamaños y formas.

La utilización de tubos corrugados ha aumentado significativamente a lo largo del tiempo debido a la versatilidad de aplicaciones que poseen, mayor facilidad en el transporte de los materiales hacia el lugar de emplazamiento de la obra, (ya que estas estructuras se conforman de placas de menor tamaño, las que son despachadas en pequeños lotes); fácil construcción e instalación, y menores costos asociados a la construcción y mantención.

Pese a los avances en investigación, los estudios realizados hasta el momento se han centrado principalmente en estudiar el comportamiento de tubos corrugados de menor tamaño (con diámetros o anchos menores a 10 [m]). El principal problema con el que se encuentra la industria minera al momento de utilizar estas estructuras radica en el escaso conocimiento que existe del comportamiento y diseño de estructuras corrugadas de gran tamaño.

En este estudio se realiza un análisis del comportamiento de un arco de grandes dimensiones formado por placas estructurales corrugadas, sometido a diversas cargas, tanto estáticas como sísmicas. Además de esto, se evalúa la influencia de distintos parámetros en el desempeño del sistema suelo-estructura. Finalmente, se verifica el diseño del arco utilizando la norma AASHTO LRFD.

ABSTRACT

Buried culverts are used on a wide variety of projects, such as roads, sewer networks, railway underpasses, public services and other mining projects such as ventilation tunnels, chimneys, tunnels under stockpile, etc. Within these type of structures, it is possible to find corrugated steel culverts, which can have different sizes and shapes.

The utilization of corrugated steel culverts has increased significantly over time due to reasons like versatility on uses, easier transportation to construction area (because this kind of structures are conformed of small sizes corrugated steel plates, which are delivered in small packages), easy construction and installation, and lower construction and maintenance costs.

Even though a great advance in investigation has been made, until this time studies had focused primarily on studying the behavior of smaller-size corrugated steel culverts (with diameters or spans up to 10 [m]). The main problem of the mining industry when utilizing corrugated steel culverts is the lack of knowledge related to the behavior and design of long-span culverts.

In this study an analysis of the behavior of a long-span corrugated steel arch conformed of structural plates is made, considering static and seismic loads. Besides, the influence of different parameters on the soil-structure system is evaluated. At last, the arch design is verified using the AASHTO LRFD.

INDICE

AGRADECIMIENTOS	II
RESUMEN IV	
ABSTRACT	V
INDICE VI	
INDICE DE FIGURAS.....	IX
INDICE DE TABLAS	XII
GLOSARIO XIII	
1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.2 OBJETIVOS DE LA MEMORIA.....	3
2 ANÁLISIS DE LA RESPUESTA DE LOS ARCOS DE ACERO CORRUGADO	4
2.1 ESTUDIOS EXPERIMENTALES PREVIOS.....	4
2.2 MÉTODOS NUMÉRICOS: CANDE	15
2.2.1 Niveles de solución.....	15
2.2.1.1 Solución Elástica.....	15
2.2.1.2 Metodología de Elementos Finitos	17
2.2.2 Elementos viga y columna.....	22
2.2.3 Modelación del suelo.....	26
2.2.4 Grandes deformaciones y pandeo.....	27
2.2.4.1 Capacidad de pandeo	28
2.3 NORMATIVA AASHTO LRFD	29
2.3.1 Cargas y factores de cargas	31
2.3.2 Tipos de suelos de relleno	32
2.3.3 Diseño de estructuras enterradas de grandes dimensiones	33
2.3.3.1 Compresión de las paredes.....	34
2.3.3.2 Resistencia de las paredes.....	34
2.3.3.3 Resistencia de las uniones.....	34
2.3.4 Estructuras con placas estructurales de corrugación profunda	35
2.3.4.1 Pandeo general.....	35
2.3.4.2 Verificación a flexo-compresión.....	35
2.3.4.3 Seguridad contra falla estructural	36
2.3.4.4 Altura mínima de relleno	37
	VI

2.3.4.5	Ancho del relleno estructural	38
2.3.4.6	Conexiones.....	38
3	PROBLEMA ESTUDIO.....	39
3.1	INTRODUCCION	39
3.1.1	Etapa 1: Calibración Software CANDE	39
3.1.2	Etapa 2: Aplicación Codelco	40
3.1.2.1	Antecedentes.....	40
3.1.2.2	División Andina – Nodo 3500	41
3.1.2.3	Estados de cargas	43
3.1.2.4	Combinaciones de cargas.....	49
3.2	CASO CODELCO	50
3.2.1	Estructuración.....	50
3.2.2	Suelo de Relleno.....	51
3.2.3	Características de los camiones	52
3.2.4	Asignación de Cargas	52
3.2.5	Combinaciones de cargas	53
3.2.6	Consideraciones adicionales.....	53
4	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	56
4.1	ETAPA 1: CALIBRACIÓN.....	56
4.1.1	Desplazamientos de la estructura	56
4.1.2	Presiones en el suelo.....	57
4.1.3	Desplazamiento relativo de la corona respecto al suelo	59
4.1.4	Tipos de suelos de relleno	60
4.1.5	Modelos de suelo.....	61
4.2	ETAPA 2: CASO CODELCO	63
4.2.1	Respuesta del sistema suelo-estructura.....	63
4.2.1.1	Fuerzas internas en el arco	64
4.2.1.2	Esfuerzos del suelo de relleno.....	67
4.2.1.3	Desplazamientos del arco	69
4.2.2	Efecto del tipo de suelo	72
4.2.2.1	Fuerzas internas en los elementos del arco	72
4.2.2.2	Esfuerzos del suelo de relleno.....	74
4.2.2.3	Desplazamiento vertical y horizontal en el arco	75
4.2.3	Efecto del modelo de suelo.....	76

4.2.3.1	Fuerzas internas en el arco	76
4.2.3.2	Esfuerzos del suelo de relleno.....	77
4.2.3.3	Desplazamientos del arco	78
4.2.4	Efecto del modelo constructivo y cargas monolíticas	80
4.2.5	Diseño del arco según norma AASHTO LRFD	82
4.2.5.1	Fuerzas internas en el arco	82
4.2.5.2	Verificación del arco según norma AASHTO LRFD	83
5	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	85
5.1	ANÁLISIS DE RESULTADOS Y VERIFICACIÓN DE NORMA AASHTO ...	85
5.2	MODELACIÓN EN CANDE	86
5.3	SUGERENCIAS Y RECOMENDACIONES	87
6	ANEXOS	90
6.1	ANEXO A: Cálculo de las solicitaciones.....	90
6.1.1	Peso Propio (DC).....	90
6.1.2	Sobrecarga del Relleno.....	90
6.1.3	Carga de nieve	91
6.1.4	Carga sísmica.....	91
6.2	ANEXO B	92

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Representación de la estructura suelo-arco y ubicación de los instrumentos de medición en el arco y el suelo.	4
Figura 2.2. Comparación del esfuerzo axial obtenido en terreno y obtenido mediante análisis, en función de la altura de relleno.	5
Figura 2.3. Comparación de los resultados obtenidos en terreno y obtenidos con el software NLSSIP durante el proceso constructivo: a) Esfuerzo vertical del suelo a 1,2 m de la corona del arco. b) Esfuerzo vertical del suelo a los lados del spring-line. c) Esfuerzo horizontal del suelo a 1,2 m de la corona del arco. d) Desplazamiento vertical de la corona del arco.	5
Figura 2.4 Efecto de las estructuras anexas (a)) y de la rigidez del suelo (b)) en la deflexión de la corona del arco.	7
Figura 2.5 Comparación de la estructura monolítica con modelos de cargas incrementales.	8
Figura 2.6 a) Modelo bi-lineal del suelo. b) Modelo hiperbólico E-B del suelo. c) Modelo del suelo dependiente de la sobrecarga.....	9
Figura 2.7 Valores medidos y obtenidos, en función de la altura de relleno sobre las fundaciones, de: a) Desplazamiento vertical en la corona del arco. b) Esfuerzo horizontal del suelo a la altura del spring-line.	10
Figura 2.8 a) Esfuerzos de compresión una vez terminado el proceso constructivo. b) Esfuerzos de flexión de la estructura, una vez terminado el proceso constructivo.....	10
Figura 2.9 Deformada de la tubería y diagrama de flexo-compresión.	14
Figura 2.10 Diagrama conceptual de la solución elástica con límites finitos.	16
Figura 2.11 Relación esfuerzo-deformación	24
Figura 2.12 Incrementos de la compresión y del momento, a partir de la integración de la distribución de los esfuerzos.	25
Figura 2.13 Características de los elementos triangulares y cuadrículares.	26
Figura 2.14 Vigas de refuerzo longitudinal.....	37
Figura 2.15 Refuerzos corrugados transversales.....	37
Figura 3.1. Proyección Instalaciones en Nodo 3500 (División Andina, Codelco, 2015).....	41
Figura 3.2 Plano de División Andina, donde se observa ubicación de Nodo 3500 y Botadero Depósito de Lastre Norte.....	42
Figura 3.3 Diseño preliminar de túnel en Nodo 3500.	42
Figura 3.4 Modelo para el análisis de estructuras enterradas. (Ministerio de Obras Públicas. Dirección de Vialidad, 2015).....	47
Figura 3.5 Desangulación sísmica promedio del suelo.	48
Figura 3.6 Modelo del proceso constructivo del arco realizado en CANDE.	50
Figura 3.7 Numeración de los nodos definidos en CANDE.	54
Figura 3.8 Numeración de los nodos definidos en CANDE.	55

Figura 4.1 Comparación de los valores obtenidos por el autor y los obtenidos en CANDE del desplazamiento vertical en la corona del arco (a)) y del desplazamiento horizontal en el spring-line (b)).....	57
Figura 4.2 Comparación de los valores, obtenidos por el autor y los obtenidos en CANDE, de la presión vertical (a)) y horizontal (b)) del suelo a 1,2 m sobre la corona del arco, en función de la altura de relleno.	58
Figura 4.3 Comparación de los valores de la presión vertical del suelo a los lados del spring-line, obtenidos por el autor y en CANDE.	59
Figura 4.4 Comparación de los valores obtenidos del desplazamiento relativo de la corona del arco, obtenidos por el autor y en CANDE.	59
Figura 4.5 Presión vertical del suelo sobre la corona del arco, considerando distintos tipos de suelos.	60
Figura 4.6 Presión vertical del suelo a los lados del spring-line, considerando distintos tipos de suelos.	61
Figura 4.7 Comparación de los valores de la presión vertical (a)) y horizontal (b)) del suelo, 1,2 m sobre la corona del arco, en función de la altura de relleno.	62
Figura 4.8 Comparación de la presión vertical del suelo a los lados del spring-line.	63
Figura 4.9 Numeración de los elementos del arco, y de los nodos entre éstos.	63
Figura 4.10 Fuerza axial en los elementos del radio lateral (a)) y superior (b)) del arco, en función de la altura de relleno	64
Figura 4.11 Momento en los elementos del radio lateral (a)) y del radio superior (b)) del arco, en función de la altura de relleno.	66
Figura 4.12 a) Fuerza axial en cada uno de los elementos del arco, para distintas condiciones de cargas. b) Momento en cada uno de los elementos del arco, para distintas condiciones de cargas. .	67
Figura 4.13 Valores de la presión vertical sobre la corona del arco (a)) y de la presión vertical a los lados del spring-line (b)), en función de la altura de relleno.....	68
Figura 4.14 Presión vertical y horizontal del suelo, en función de la distancia horizontal hacia el arco.	69
Figura 4.15 Desplazamiento vertical en la corona del arco y desplazamiento horizontal a la altura del spring-line, en función de la altura de relleno.	70
Figura 4.16 Efecto de contracción o expansión total en el arco, sometido al peso del suelo de relleno, en función de la altura de relleno.	70
Figura 4.17 Desplazamiento horizontal obtenido en el arco, para distintas condiciones de cargas, en función de la distancia desde centro del arco.	71
Figura 4.18 Comparación de la fuerza axial (a)) y del momento (b)) obtenidos en los elementos del arco, para los suelos SW95 y ML95.	73
Figura 4.19 Comparación de los valores de las presiones verticales sobre la corona del arco (a)) y a los lados del spring-line (b)) en función de la altura de relleno, para los suelos SW95 y ML95.....	74
Figura 4.20 Comparación de los desplazamientos vertical sobre la corona del arco (a)), y horizontal a la altura del spring-line (b)), en función de la altura de relleno, para los suelos SW95 y ML95. ..	75

Figura 4.21 Comparación de los valores de la fuerza axial en los elementos del arco, sometido a carga de: a) Peso del suelo de relleno, b) Peso de relleno + empuje sísmico con $a_0=0,3g$, c) Peso de relleno + empuje sísmico con $a_0=0,4g$ y d) Peso de relleno + empuje sísmico con $a_0=0,5g$; Comparación de los valores del momento en los elementos del arco, sometido a carga de: e) Peso del suelo de relleno, f) Peso de relleno + empuje sísmico con $a_0=0,3g$, g) Peso de relleno + empuje sísmico con $a_0=0,4g$ y h) Peso de relleno + empuje sísmico con $a_0=0,5g$	77
Figura 4.22 Comparación de los valores de las presiones verticales del suelo, a) Sobre la corona del arco, y b) A los lados del spring-line, para los modelos de Duncan-Selig y Lineal-elástico, en función de la altura de relleno.	78
Figura 4.23 Comparación de los desplazamientos a) Vertical en la corona del arco, y b) Horizontal a la altura del spring-line, para los modelos de Duncan-Selig y Lineal-elástico, en función de la altura de relleno.	79
Figura 4.24 Comparación del desplazamiento horizontal del arco, sometido a: a) Peso del suelo de relleno, b) Peso del suelo de relleno y el empuje sísmico con $a_0 = 0,3g$. c) Peso del suelo de relleno y el empuje sísmico $a_0 = 0,4g$, y d) Peso del suelo de relleno y el empuje sísmico con $a_0 = 0,5g$	80
Figura 4.25 Elementos del arco considerados en el análisis de la influencia del número de etapas del proceso constructivo.....	81
Figura 4.26 Comparación de la fuerza axial en función de la altura de relleno para procesos constructivos de 7 y 13 etapas, de: a) Elemento 256, b) 260 y c) 273; Comparación del momento en función de la altura de relleno para procesos constructivos de 7 y 13 etapas, de: d) Elemento 256, e) 260 y f) 273.	82
Figura 4.27 Fuerza axial de los elementos del arco, para las combinaciones de cargas: a) COMB1, b) COMB2, c) COMB3, d) COMB4 y e) COMB5; Momentos de los elementos del arco, para las combinaciones de cargas: f) COMB1, g) COMB2, h) COMB3, i) COMB4 y j) COMB5.	83

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Parámetros sensibilizados en el estudio realizado por Katona M.G. (1978).....	6
Tabla 2.2 Comparación del desplazamiento, empuje y momento en función del modelo referencial, para cada uno de los parámetros analizados.....	7
Tabla 2.3 Comparación de los valores máximos de compresión y momento en la tubería.....	15
Tabla 2.4 Elementos definidos en CANDE y sus aplicaciones.....	19
Tabla 2.5 Valores de η_D para distintos estados límites.....	30
Tabla 2.6 Valores de η_R para distintos estados límites.....	30
Tabla 2.7 Valores de η_I para distintos estados límites.....	31
Tabla 2.8 Combinaciones de cargas consideradas en la norma AASHTO LRFD.	31
Tabla 2.9 Factores de cargas para las distintas cargas, según las combinaciones de cargas.	32
Tabla 2.10 Suelo de relleno permitido para cada tipo de estructura, según la norma AASHTO LRFD.	33
Tabla 3.1 Propiedades de las placas de acero con corrugación de 400x150 [mm].	44
Tabla 3.2 Densidad de carga de nieve según norma AASHTO LRFD.	45
Tabla 3.3 Sobrecarga de nieve de acuerdo a NCh432 of.1977.	46
Tabla 3.4 Rango de valores del coeficiente de corte máximo para pequeñas deformaciones, de acuerdo al MC.....	48
Tabla 3.5 factor de cargas definido en la norma AASHTO LRFD.	49
Tabla 3.6 Propiedades de las placas de acero corrugado.	51
Tabla 3.7 Propiedades del suelo de relleno considerado en el análisis.	52
Tabla 3.8 Características camiones considerados para el transporte de material estéril a botaderos.52	
Tabla 3.9 Cargas asignadas al modelo en CANDE.....	52
Tabla 4.1 Tipos de suelo considerados en el análisis en CANDE, según modelo Duncan-Selig.	60
Tabla 4.2 Verificación del diseño del arco.....	84
Tabla 4.3 Verificación de la resistencia a flexo-compresión del arco.....	84
Tabla 6.1 Propiedades de las placas que conforman longitudinalmente el arco.	90
Tabla 6.2 Parámetros considerados para el cálculo del empuje sísmico en cada uno de los nodos ubicados a los bordes del modelo en CANDE, para una aceleración de 0,3g.....	92
Tabla 6.3 Parámetros considerados para el cálculo del empuje sísmico en cada uno de los nodos ubicados a los bordes del modelo en CANDE, para una aceleración de 0,4g.....	93
Tabla 6.4 Parámetros considerados para el cálculo del empuje sísmico en cada uno de los nodos ubicados a los bordes del modelo en CANDE, para una aceleración de 0,5g.....	94

GLOSARIO

a_0	Aceleración máxima en la superficie del suelo
A	Área de la pared
A_c	Ancho de los camiones
A_g	Área galvanizada total
A_s	Área transversal de las placas de acero, por unidad de longitud
$\Delta a(x)$	Desplazamiento uniforme en la dirección x debido a la fuerza axial, independiente de y
c	Cohesión del suelo
$\underline{C}$	Matriz constitutiva que relaciona los incrementos de esfuerzo y deformación
C_c	Coeficiente de curvatura del suelo
$C_{c\max}$	Carga máxima permitida por cada camión
C_n	Factor de calibración que considera efectos no lineales
C_u	Coeficiente de uniformidad del suelo
$CAM_{\max}$	Cantidad máxima de camiones que puede circular por el túnel durante 24 horas, en cada sentido
dA	Área de la sección transversal diferencial
DC	Peso propio del arco de acero corrugado
e	Espesor de las placas de acero corrugado

E_c	Módulo de cuerda de la curva esfuerzo-deformación, desde el paso i al $i+1$
E_p	Módulo de elasticidad del material
E_s	Módulo de elasticidad del acero
EA^*	Rigidez axial efectiva del elemento viga
EI^*	Rigidez de flexión efectiva del elemento viga
EH	Presión horizontal ejercida por el suelo de relleno sobre la estructura
EV	Presión vertical ejercida por el suelo de relleno sobre la estructura
f	Vector fuerzas de cuerpo
F_y	Resistencia a la fluencia del acero
F_{ye}	Resistencia a la fluencia máxima del acerol
F_u	Resistencia a la rotura del acero
F_{ue}	Resistencia a la rotura máxima del acero
g	Aceleración de gravedad
G	Módulo de corte del suelo
G_{ci}	Módulo de corte del suelo para solicitaciones sísmicas, en el centro de la capa i
G_s	Módulo de elasticidad al corte del acero
h	Espesor de las capas de suelo

H	Altura de relleno sobre la estructura
H_c	Ancho de los camiones
H_{Si}	Ancho de la placa estructural corrugada
i	Capa i del suelo
I_p	Momento de inercia de la sección transversal de las placas de acero, por unidad de longitud
k	Contador de iteraciones
$\underline{k}_e$	Matriz de rigidez del elemento
k_0	Coeficiente de distribución de carga en reposo
K_2	Coeficiente de corte adimensional para solicitaciones sísmicas, en el centro de la capa i
K_{2max}	Coeficiente de corte máximo para pequeñas deformaciones
K_b	$(1-2\nu)/(1-\nu^2)$
$\underline{K}_G$	Matriz de rigidez global incremental
$\underline{K}_{Gk}$	Matriz de rigidez global para la iteración k
$\underline{K}_{Geo}$	Matriz de rigidez geométrica global, en función de los valores de la fuerza axial del elemento
$\underline{K}_S$	Matriz de rigidez global estándar para pequeñas deformaciones
L	Luz de la estructura

L_c	Largo de los camiones
M_n	Resistencia a momento
M_p	Capacidad de momento plástico de la sección
M_s	Constrained modulus del encamado de la estructura
M_u	Momento en la estructura, debido a las cargas de construcción
ΔM	Incremento del momento, desde la etapa i a la i+1
n	Número de la capa inferior en que se subdivide el suelo entre la superficie del terreno y el sello de fundación de la estructura
N_{Pi}	Número de placas estructurales requeridas por cada arco
N_{PT}	Número de pernos y tuercas requeridos para ensamblar la estructura completa
$\underline{N}$	Matriz de funciones de interpolación
N_{i+1}	Valores de la fuerza axial en los elementos de la viga, en la etapa i+1
ΔN	Incremento de la fuerza axial, desde la etapa i a la i+1
P_{cv}	Peso de cada camión (sin carga sobre él)
P_{cll}	Peso de cada camion lleno (con carga sobre él)
P_F	Presión vertical mayorada debido a cargas de tierra y sobrecarga de uso
P_p	Peso de cada placa
P_{PT}	Peso de los pernos y tuercas, cada 100 unidades

ΔP_G	Vector de fuerzas globales incrementales
ΔP_{Gk}	Vector de fuerzas globales incrementales para la iteración k
PGA	Aceleración máxima del suelo (“Peak Ground acceleration”)
Δq	Cambio incremental en cualquier función q, desde el paso i al i+1
Q_i	Efecto de la carga sobre la estructura
$\underline{Q}$	Operador matricial
R_b	Fuerza axial nominal que causa pandeo general en la pared
R_d	Factor de reducción de la aceleración
R_h	Factor de corrección debido a la geometría del relleno
R_r	Resistencia minorada de la estructura
R_n	Resistencia nominal de la estructura
R_t	Resistencia del arco a compresión
R_T	Radio superior de la estructura
$Span$	Luz de la estructura
S	Área de influencia de las fuerzas de superficie
S_n	Resistencia a la compresión de las uniones
SN	Sobrecarga de nieve

S_s	Módulo de la sección de las placas de acero
T_f	Fuerza de compresión de la estructura
T_L	Compresión mayorada por unidad de longitud
T_{NC}	Tiempo requerido por cada camion en atravesar el túnel
$u .$	Vector desplazamiento
$\Delta u(x, y)$	Desplazamiento en la dirección x debido a la deformación axial y flexión
u_e	Campo vectorial de desplazamiento, de cada elemento
$\hat{u}_e$	Vector desplazamiento de cada punto nodal
$\Delta \hat{u}_G$	Incremento del vector de desplazamientos globales
$\Delta \hat{u}_{Gk}$	Incremento del vector desplazamiento global para la iteración k
$\Delta v(x)$	Desplazamiento en la dirección y como función de x, independiente de y
$\Delta v'$	Derivada de Δv con respect a x
$V .$	Volumen del sistema estructural
$V_e .$	Volumen del elemento
$y^* .$	Plano de referencia en la sección transversal de la viga, con $y=y^*$
z	Profundidad desde la superficie hasta la base de la estructura
z_i	Profundidad del centro de la capa i, medida desde la superficie del terreno

γ_i	Factor de carga
γ_p	Factor de cargas permanentes definido en la norma AASHTO LRFD
γ_s	Peso específico del suelo de relleno
γ_{max}	Deformación de corte de campo libre máxima
δ_{si}	Desplazamiento sísmico horizontal en la frontera superior de la capa i
ε	Vector deformación
$\Delta\varepsilon .$	Incremento de la deformación axial desde el paso i al i+1
η_D	Factor relacionado a la ductilidad
η_i	Modificador de carga: factor de considera ductilidad, redundancia y clasificación operacional
η_I	Factor relacionado a la clasificación operacional
η_R	Factor relacionado a la redundancia
θ_{si}	Desangulación sísmica de corte, inducida por la aceleración a_0 , en el centro de la capa i
ρ_g	Peso del galvanizado de las placas
ρ_s	Peso específico del acero
σ	Vector esfuerzo
σ_v	Esfuerzo de sobrecarga en la base de la estructura
$\Delta\sigma$	Incremento del esfuerzo axial, desde el paso i al i+1

τ .	Vector fuerzas de superficie
τ_{max}	Esfuerzo de corte sísmico máximo
ν	Módulo de Poisson del suelo
ϕ	Factor de resistencia
ϕ_b	Factor de resistencia de las paredes a la compresión y pandeo general
ϕ_f	Ángulo de fricción del suelo
ϕ_h	Factor de resistencia para rótula plástica
ϕ_s	Factor de resistencia del suelo

1 INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

Las estructuras de acero corrugado, o tubos corrugados, han sido y son utilizadas en todo el mundo en diversas condiciones y usos, tales como redes de alcantarillado, cruces viales, atraviesos ferroviarios y piques, además de servicios públicos como redes de gas y electricidad. Los tubos corrugados de grandes dimensiones han diversificado su gama de aplicaciones, utilizándose también en proyectos mineros como túneles de ventilación, chimeneas, túneles bajo stockpile, entre otros.

Estas estructuras están conformadas por placas de acero corrugado, las que se ensamblan unas a otras hasta obtener la forma requerida por diseño. Las formas más comunes son: circulares, arcos, elipses, formas de pera y cajones rectangulares. La utilización de estas estructuras ha aumentado de manera significativa en el tiempo debido principalmente a la versatilidad de usos que tienen, además cuya construcción es extremadamente sencilla y rápida en comparación a otros materiales. Esto conlleva a que los costos de construcción sean menores, como también los costos de mantenimiento.

El diseño de las estructuras corrugadas ha ido evolucionando y ha sufrido modificaciones a medida que ha aumentado el conocimiento sobre el comportamiento y desempeño de éstas, lo que se ha realizado principalmente mediante estudios empíricos. Las normas más comúnmente utilizadas en el diseño de estructuras enterradas corresponden a la norma estadounidense AASHTO LRFD Bridge Design Specifications y la norma canadiense CSA-S6 Canadian Highway Bridge Design Code. Ambas normas consideran los principios de diseño por estados de límite último, donde se determina las solicitaciones a las que se ve sometida la estructura, las combinaciones de cargas y los factores de modificación de cargas y resistencia de la estructura. Asimismo, tanto la norma estadounidense como la canadiense definen detalladamente la calidad del suelo de relleno que será instalado alrededor de la estructura, de modo de asegurar el correcto desempeño del modelo suelo-estructura. Este tipo de normativa tiene por finalidad entregar las condiciones mínimas que deben cumplirse al momento de diseñar las estructuras enterradas.

Distintos estudios, experimentales y de campo, han sido llevados a cabo con el fin de analizar la respuesta de los tubos corrugados. Katona M. G. (1978), uno de los precursores en el estudio y diseño de estas estructuras, analizó la influencia de distintos parámetros en el desempeño de un arco de gran tamaño, mediante software de elementos finitos CANDE. Una de las conclusiones más relevantes del estudio realizado por Katona es la diferencia en el comportamiento de la estructura al considerar un sistema monolítico y un sistema con cargas incrementales por etapas. El sistema monolítico es incapaz de registrar los desplazamientos durante el proceso constructivo, no así en el sistema con cargas incrementales, donde es posible observar el efecto de “peaking” de la corona de la estructura.

Asimismo, McVay y Selig (1982) registraron y analizaron el comportamiento de un arco de acero corrugado de gran tamaño construido en Bucks County, Pennsylvania. La información recabada fue contrastada con un análisis computacional de elementos finitos, considerando distintos modelos de suelo. De los cuatro modelos del suelo analizados, solo el modelo bi-lineal y E-B (módulos tangentes) desarrollaron desplazamientos similares a los observados en terreno, como el “peaking” que ocurre en la corona del arco y el desplazamiento horizontal a la altura del spring-line, a medida que aumenta la altura del suelo de relleno.

El mismo comportamiento de la estructura fue observado por Byrne, P. M., Srithar, T., y Kern, C. B. (1993), quienes estudiaron un arco de acero corrugado construido en el Conector Okanagan en British Columbia, Canadá. Además de comparar los desplazamientos desarrollados en el arco con los obtenidos mediante un análisis de elementos finitos, analizaron también la fuerza axial desarrollada en el arco y los esfuerzos, tanto vertical como horizontal, obtenidos en el suelo de relleno.

Liu, Zhang, Li y Feng (2011), utilizando el software de elementos finitos ANSYS, analizaron el desempeño de un arco de acero corrugado sometido a diferentes condiciones de cargas. Asimismo, se realizó un análisis de sensibilidad de diferentes parámetros, y el efecto de cada uno en la deformación y presión ejercida en el suelo. Dichos parámetros corresponden a la sección de las placas de acero corrugado, el módulo de elasticidad del suelo, ángulo de fricción interna y módulo de Poisson del suelo.

En lo que se refiere al análisis sísmico de las estructuras enterradas, Katona, M. G. (2010) expone una metodología para analizar y evaluar la integridad estructural de estructuras enterradas sometidas a cargas estáticas y sísmicas. Las soluciones desarrolladas en el estudio utilizando el software CANDE fueron comparadas con las soluciones desarrolladas en el Reporte NCHRP No. 611.

Pese a los avances en investigación, los estudios realizados hasta el momento se han centrado principalmente en estudiar el comportamiento de tubos de menor tamaño (con diámetros o anchos menores a 10 [m]) con corrugaciones de 150x50 [mm] o incluso menores. Con el aumento en los tamaños de los tubos y corrugaciones utilizadas en los últimos años, surge la necesidad de ampliar la investigación, considerando también esta nueva gama de tubos de gran tamaño con placas de corrugación profunda. Estas placas se denominan placas estructurales, cuentan con un corrugado mayor a 150x50 [mm], por lo que presentan mayor rigidez y resistencia.

Uno de los mayores desafíos en el diseño de tubos formados por placas estructurales es comprender el efecto de arco y estimar la redistribución de esfuerzos que se produce en el suelo alrededor de éste, de modo de estimar correctamente la carga efectiva que recibe la estructura. Junto con esto, cuantificar la influencia del suelo en la resistencia total de la interacción suelo-estructura. Esto se aborda en el presente trabajo de título.

1.2 OBJETIVOS DE LA MEMORIA

Los principales objetivos de esta memoria son estudiar el comportamiento de una estructura de grandes dimensiones formada por placas estructurales de corrugación profunda, verificar si cumple con los requisitos de diseño detallados en la norma AASHTO LRFD, y analizar el comportamiento del suelo alrededor del arco debido a la interacción suelo-estructura. La estructura analizada corresponde a un arco de perfil bajo.

Para llevar a cabo estos objetivos, se analizará la respuesta del modelo suelo-estructura al sensibilizar algunos parámetros, tales como: el tipo y calidad del suelo de relleno, el modelo para representar el comportamiento del suelo y la altura de relleno sobre el arco. Todo esto se realizará utilizando el software de elementos finitos CANDE, el cual será previamente calibrado con algún estudio realizado previamente, y cuyos resultados serán comparados con los obtenidos y presentados por el autor.

Los objetivos específicos de este estudio son:

1. Conocer el funcionamiento y discriminar los resultados obtenidos en el software CANDE, a través de la calibración realizada anterior al estudio particular de esta memoria.
2. Estudiar el efecto de arco alrededor de la estructura, registrando los esfuerzos en el suelo sobre y a los lados de ésta.
3. Registrar la deformación vertical y horizontal en el arco, en la parte superior y en el punto más ancho de éste, respectivamente.
4. Evaluar la influencia de las cargas sísmicas en el comportamiento del arco.
5. Analizar las fuerzas internas desarrolladas en el arco debido a las cargas consideradas en el caso estudio.
6. Verificar el cumplimiento del arco utilizando la norma AASHTO LRFD.

2 ANÁLISIS DE LA RESPUESTA DE LOS ARCOS DE ACERO CORRUGADO

2.1 ESTUDIOS EXPERIMENTALES PREVIOS

Byrne, P. M., Srithar, T., y Kern, C. B. (1993) analizaron el comportamiento de un arco de perfil alto de acero corrugado construido en el Conector Okanagan en British Columbia, Canadá. El arco cuenta con una luz de 13,4 [m], flecha de 7,3 [m] sobre la fundación, una longitud de 78 [m] y un relleno de suelo de 9,6 [m] (ver Figura 2.1). Los valores registrados en terreno fueron comparados con un análisis de elementos finitos que simuló el proceso constructivo llevado a cabo, utilizando el software NLSSIP.

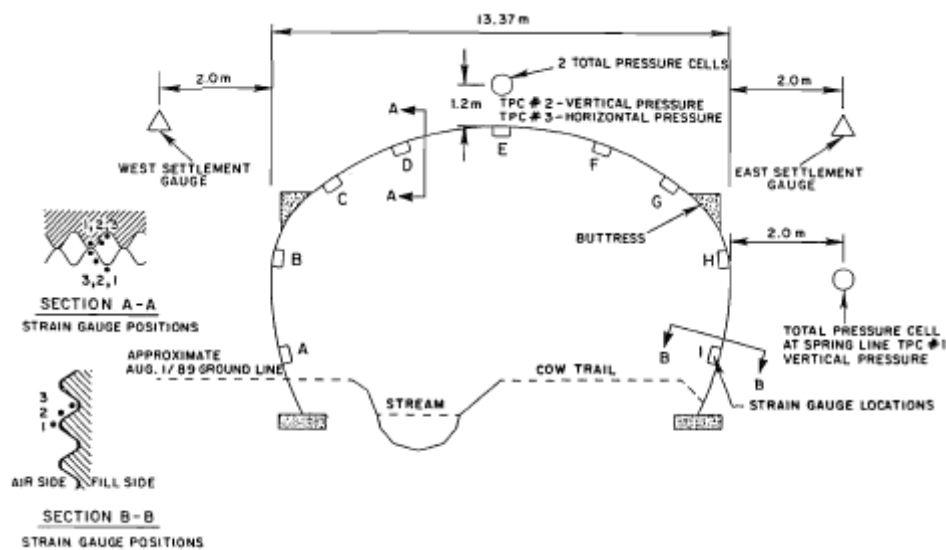


Figura 2.1. Representación de la estructura suelo-arco y ubicación de los instrumentos de medición en el arco y el suelo.

Los parámetros controlados fueron las deformaciones axial y de flexión, las cuales fueron medidas con strain-gauges a lo largo de la estructura; los desplazamientos absolutos de la tubería, mediante puntos de referencias colocados a lo largo del arco y en el suelo; el esfuerzo total en el suelo, utilizando celdas de presión total; y el desplazamiento relativo del suelo alrededor de la estructura, medido mediante displacement-gauges colocados en el suelo de relleno.

El esfuerzo axial en la estructura fue calculado de dos maneras: considerando la rigidez total de la estructura y considerando una rigidez menor, reducida en un factor de 50. Ésta última pretende simular el deslizamiento que ocurre en la unión entre las placas que conforman el arco. El esfuerzo axial obtenido con la rigidez reducida presenta un comportamiento similar a los datos registrados en terreno, no así con el modelo que consideraba la rigidez total de la estructura, la que resulta ser notoriamente mayor a medida que se va cargando la estructura (ver Figura 2.2).

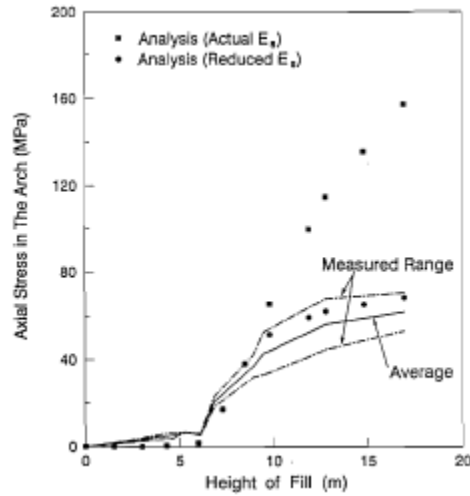


Figura 2.2. Comparación del esfuerzo axial obtenido en terreno y obtenido mediante análisis, en función de la altura de relleno.

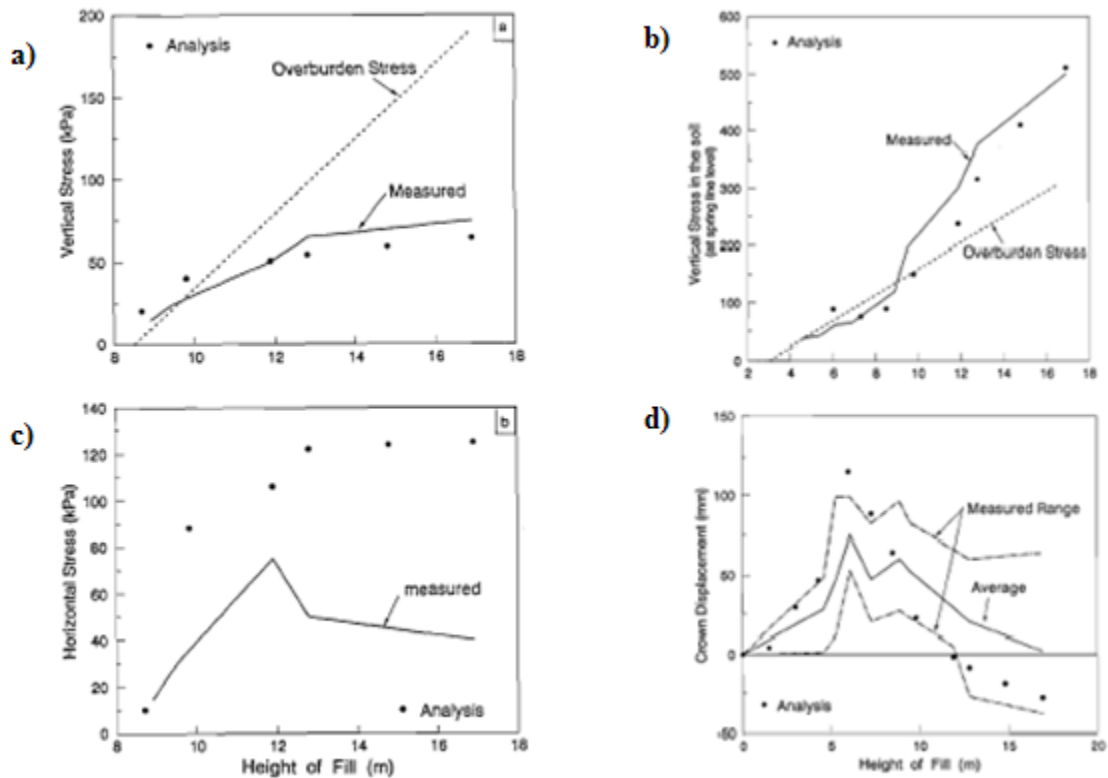


Figura 2.3. Comparación de los resultados obtenidos en terreno y obtenidos con el software NLSSIP durante el proceso constructivo: a) Esfuerzo vertical del suelo a 1,2 m de la corona del arco. b) Esfuerzo vertical del suelo a los lados del spring-line. c) Esfuerzo horizontal del suelo a 1,2 m de la corona del arco. d) Desplazamiento vertical de la corona del arco.

Con respecto a los esfuerzos verticales registrados en el suelo, tanto los valores en terreno como los teóricos muestran la existencia de un efecto de arco positivo, donde ocurre una redistribución de esfuerzos en el suelo y el esfuerzo vertical sobre el arco es menor al peso de la columna de suelo sobre él. La diferencia de este peso es asumida por el suelo ubicado a los lados de la estructura, por lo que el esfuerzo vertical a los lados del spring-line es mayor al peso de suelo sobre él (ver Figura 2.3). Dicho efecto de arco se corrobora al observar el mayor desplazamiento relativo que la corona del arco presenta respecto a una masa de suelo ubicada a 8,7 [m] de ésta, a la misma altura de medición.

Los valores obtenidos del desplazamiento de la corona del arco muestran el mismo comportamiento que el medido en terreno. En primera instancia la corona se desplaza hacia arriba mientras se coloca el relleno a los lados de la estructura, para luego presentar un descenso una vez que comienza a colocarse el relleno sobre ésta. Este fenómeno se conoce como "peaking".

Katona M. G. (1978) analizó la influencia de distintos parámetros en el desempeño de un arco de gran tamaño, mediante software de elementos finitos CANDE. La estructura original de referencia corresponde a un arco de perfil alto de gran luz de 11 [m], una flecha medida desde el springline de 3,4 [m] y flecha total de 6,53 [m] (altura total). El material de relleno tiene un peso específico de 18,9 [kN/m³] y un módulo de Poisson igual a 0,35. Cada uno de los modelos realizados fue comparado con la estructura de referencia, a los cuales se les modificaron distintos parámetros, tal como lo muestra la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Parámetros sensibilizados en el estudio realizado por Katona M.G. (1978).

Parámetros sensibilizados	Modificaciones incluidas en el análisis.			
Teoría utilizada	Grandes Deformaciones		Pequeñas Deformaciones	
Forma de cargar la estructura	Estructura monolítica		Estructura cargada por etapas	
Rigidez del suelo (Módulo de Young [kPa])	6900	13800	27600	Tangente y dependiente de la sobrecarga (6900 a 20700).
Espesor de las placas	10 liner-gage 3 [mm]		5 liner-gage 5 [mm]	1 liner-gage 7[mm]
Forma de la estructura	Arco de perfil alto		Arco de perfil bajo	Elipse
Estructuras Anexas	Vigas longitudinales		Cajón de suelo	Arcos transversales

La comparación entre la teoría de pequeñas deformaciones y la de grandes deformaciones entregó resultados muy similares, con una diferencia del 8% en la corona del arco para el caso de la teoría de grandes deformaciones. Caso similar ocurre al sensibilizar el espesor de las placas, donde no se perciben diferencias en los comportamientos de las estructuras a medida que aumenta la altura del relleno. Finalmente, tampoco se perciben diferencias significativas al comparar el comportamiento de los arcos de perfil alto y perfil bajo, mientras que la elipse muestra una deformación vertical considerablemente mayor.

Los resultados para la estructura completamente cargada con el suelo de relleno, expresados como el cuociente entre cada modelo analizado y el modelo referencial, se muestran en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2 Comparación del desplazamiento, empuje y momento en función del modelo referencial, para cada uno de los parámetros analizados.

Key Response Ratio	Parameter and Run Number											
	Compaction Loads		Soil Stiffness			Liner Thickness		Liner Shape		Special Features		
	A	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
	None	Double	One-Half	Double	Nonlinear	Gage 10	Gage 1	Low Profile	Ellipse	Thrust Beam	Soil Bin	Stiff Ribs
Displacement ratio (crown)	1.15	0.85	1.99	0.52	0.88	1.02	0.99	0.83	2.17	0.99	1.09	0.85
Thrust ratio* (near springline)	1.02	0.98	1.01	0.98	0.99	0.99	1.00	0.95	0.90	1.02	1.01	1.01
Moment ratio (near springline)	1.02	0.98	1.69	0.58	0.89	0.69	1.23	1.09	0.71	1.06	1.00	12.1

Notes: For reference, values of run No. C are relative crown displacement = -7.62 cm (-3.002 in), maximum thrust = -15 516.8 kPa/cm (-5522 lb/in), and maximum moment = -17 257.1 N-m/m (-3878 in · lb/in).

*Both maximum moment and maximum thrust generally occurred at first node above springline.

El comportamiento del arco con distintas estructuras anexas es analizado y comparado con el modelo referencial (ver Figura 2.4 a)). Los rigidizadores de arco transversales y el cajón de suelo disminuyen el efecto de “peaking” en la corona del arco, mientras que las vigas longitudinales no afectan mayormente en esta variable. Una vez alcanzada la altura total del relleno, la estructura con el cajón de suelo desarrolla un mayor desplazamiento en la corona, mientras que el menor desplazamiento se observa en los rigidizadores transversales.

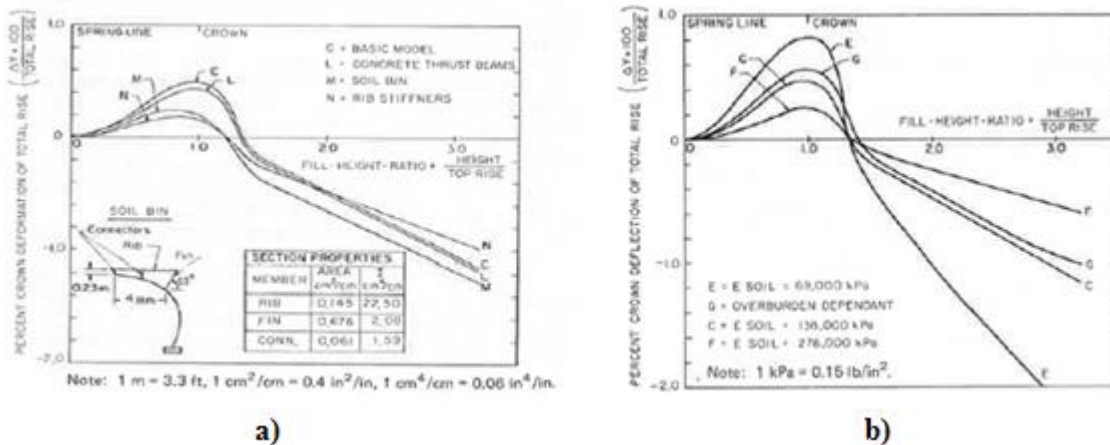


Figura 2.4 Efecto de las estructuras anexas (a)) y de la rigidez del suelo (b)) en la deflexión de la corona del arco.

Al comparar la deflexión de la corona del arco con distintas rigideces del suelo, se observa que el “peaking” y la deformación final de la corona del arco disminuyen al aumentar la rigidez del

suelo (ver Figura 2.4 b)). Por otra parte, el modelo no lineal del suelo genera desplazamientos muy similares a los obtenidos mediante el modelo referencial (curva C).

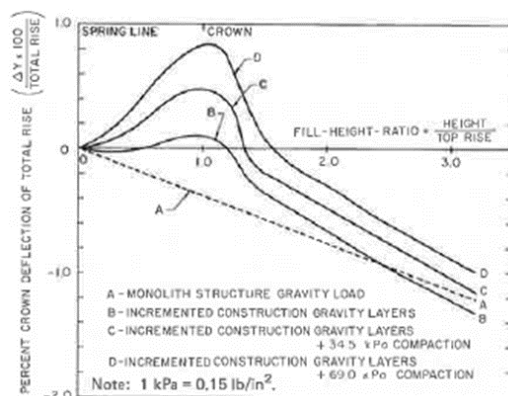


Figura 2.5 Comparación de la estructura monolítica con modelos de cargas incrementales.

Finalmente, Katona (1978) analizó la influencia de las cargas de construcción y compactación en el comportamiento de la estructura, la Figura 2.5 muestra que el “peaking” ocurrido en la corona de la estructura aumenta en comparación al modelo que no considera las cargas de compactación, siendo mayor cuanto mayor es el valor considerado de ésta. Por último, la deflexión vertical del arco es mayor cuanto menor, o inexistente, es la carga de compactación.

McVay y Selig (1982) registraron el desempeño y comportamiento de un arco de acero corrugado de gran tamaño construido en Bucks County, Pennsylvania. La información recabada fue contrastada con un análisis computacional de elementos finitos, considerando cuatro modelos distintos de suelo.

La estructura corresponde a un arco de perfil bajo con una flecha de 4.9 [m] (16'), luz de 11.6 [m] (38') y un relleno de 3.35 [m] (11'). La estructura fue ensamblada a partir de placas con un espesor 5-gauge, con corrugaciones de 150x50 [mm]. El suelo de relleno corresponde a material granular clasificado como GW, de acuerdo a la USCS. Los parámetros de control utilizados en este estudio fueron el desplazamiento vertical de la estructura, los esfuerzos generados en distintos puntos del suelo, la deformación del suelo y, finalmente, los esfuerzos de compresión y flexión en la estructura.

Los modelos de suelos considerados en el estudio fueron se enumeran a continuación (ver Figura 2.6):

1. Lineal elástico: Considera los módulos de Young (E) y de Poisson (ν) constantes y no incorpora un criterio de falla.

2. Módulo de Young hiperbólico de la curva esfuerzo-deformación y módulo de deformación volumétrica dependiente del esfuerzo (Modelo E-B): Este modelo considera que la curva esfuerzo-deformación triaxial puede ser representada como una hipérbola, en la que después de ocurrida la falla se asume una constante de rigidez pequeña, en vez de considerar la reducción del esfuerzo que realmente ocurre. Los valores de los parámetros fueron obtenidos a partir de pruebas de laboratorio tridimensionales, mientras que el módulo de deformación volumétrica fue obtenido a partir de pruebas unidimensionales.
3. Bilineal con módulo de Poisson constante: Considera un módulo de Young que aumenta con la presión de confinamiento y un módulo de Poisson constante. Luego de ocurrida la falla se asume un valor del módulo de Young muy pequeño, equivalente a la milésima parte del valor de E_t antes de la falla para el mismo σ_3 .
4. Dependiente del esfuerzo de sobrecarga con módulo de Poisson constante: Asume que los elementos de suelo están confinados uniaxialmente, por lo que su rigidez aumenta al aumentar el esfuerzo en el suelo. Se realizaron pruebas de laboratorio de compresión unidimensional para obtener los valores requeridos por el modelo.

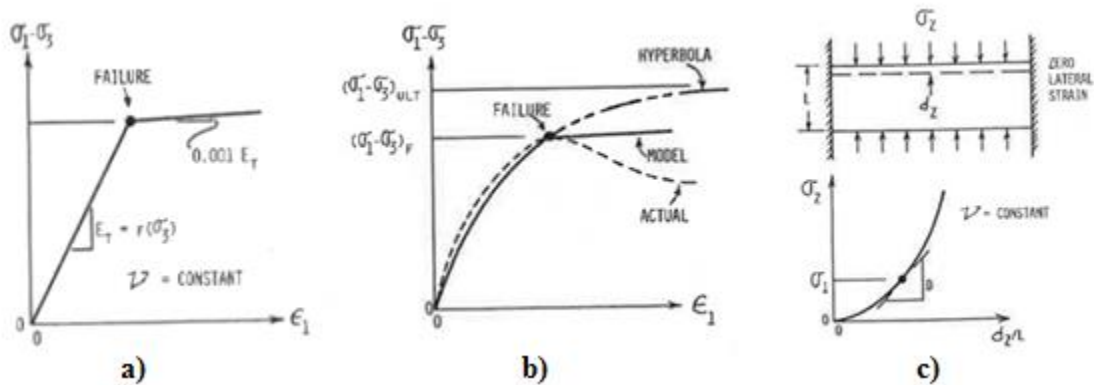


Figura 2.6 a) Modelo bi-lineal del suelo. b) Modelo hiperbólico E-B del suelo. c) Modelo del suelo dependiente de la sobrecarga.

McVay y Selig (1982) observaron que tanto el modelo bilineal como el E-B presentaron un comportamiento similar al registrado en terreno para la deformación vertical en la corona del arco, con la ocurrencia del efecto de “peaking” mientras se cargaba la estructura (ver Figura 2.7 a)). Asimismo, ambos modelos concuerdan con los esfuerzos del suelo registrados en terreno, vertical sobre la estructura y horizontal a los lados del springline, y con la deformación horizontal del suelo a los lados del springline (ver Figura 2.7 b)). No ocurre lo mismo con los modelos lineal y dependiente del esfuerzo del suelo, los cuales mostraron diferencias significativas en los desplazamientos de la corona y del suelo obtenidos.

Dichas diferencias en los resultados de los modelos se observan también al calcular los esfuerzos de flexión en la estructura, donde los E-B y bilineal muestran un comportamiento similar a los valores medidos, mientras que los modelos lineal y dependiente del esfuerzo registran diferencias a la altura de la corona del arco. Esto último debido a los patrones de desplazamiento que mostraron anteriormente.

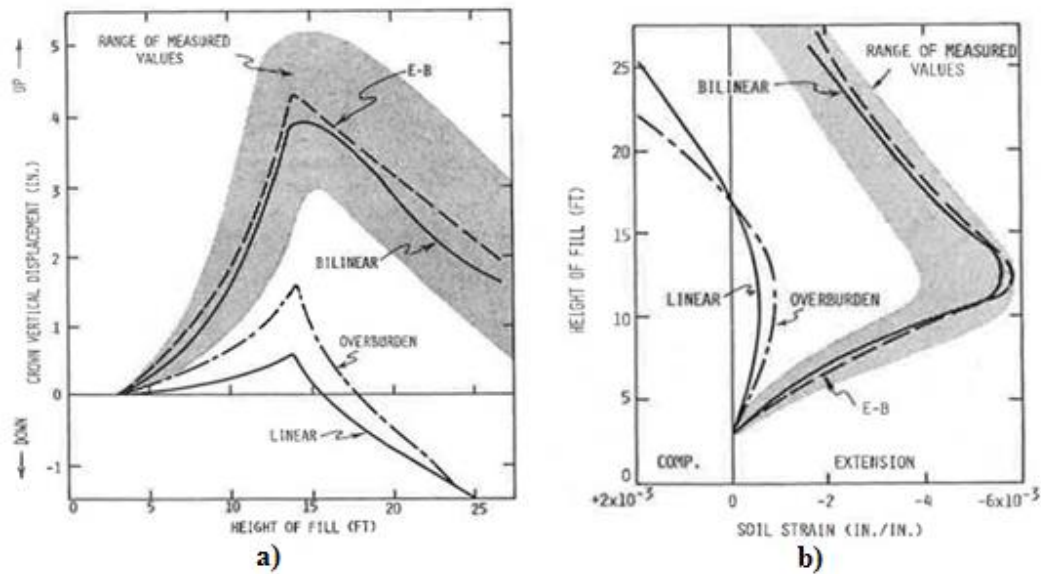


Figura 2.7 Valores medidos y obtenidos, en función de la altura de relleno sobre las fundaciones, de: a) Desplazamiento vertical en la corona del arco. b) Esfuerzo horizontal del suelo a la altura del spring-line.

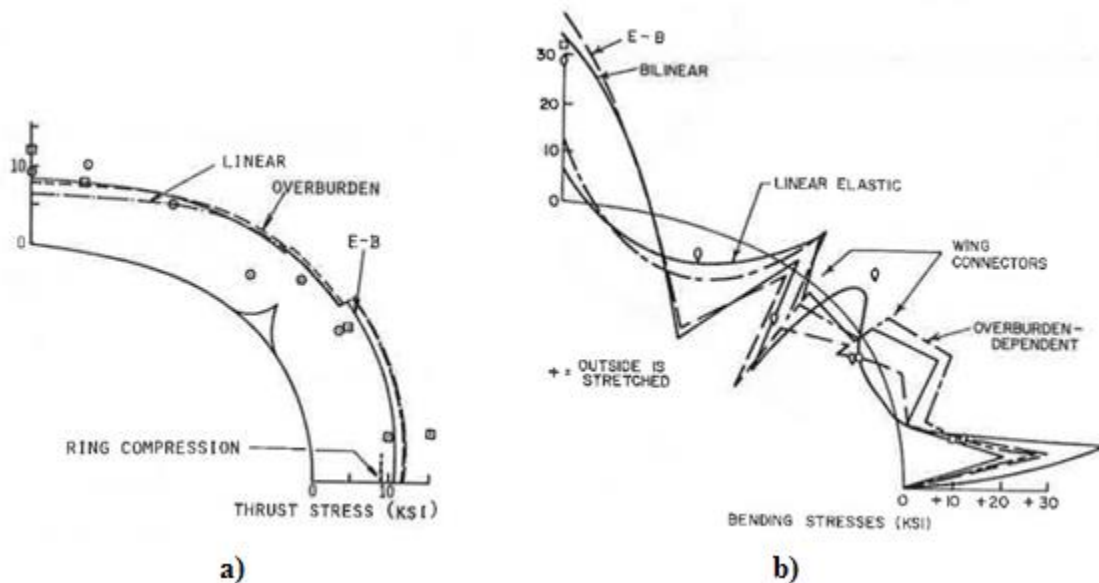


Figura 2.8 a) Esfuerzos de compresión una vez terminado el proceso constructivo. b) Esfuerzos de flexión de la estructura, una vez terminado el proceso constructivo.

Finalmente, tanto los esfuerzos axiales medidos como los calculados aumentan gradualmente desde la corona hasta el spring-line del arco, lo que se debe, por una parte, a la fricción entre el suelo y la estructura y, por otra parte, a la acción de las vigas de compactación (ver Figura 2.8). Solo el modelo lineal presenta una discrepancia con respecto a los valores registrados en terreno, con una diferencia en el esfuerzo medido en la corona igual a un 40%. En la figura también se aprecia el esfuerzo de compresión a la altura del spring-line calculada por la teoría del anillo en compresión. Este valor resultó ser igual al peso del relleno colocado sobre la mitad de la estructura, el que es menor en comparación a los otros modelos ya que solo considera el peso sobre la corona, e ignora el suelo que se encuentra entre la corona y el spring-line de la estructura.

Liu, Zhang, Li y Feng (2011), utilizando el software de elementos finitos ANSYS, estudiaron el desempeño de un arco de acero corrugado sometido a diferentes tipos de cargas. Dicho estudio consistió en sensibilizar distintos parámetros del modelo para luego analizar el efecto de cada uno de ellos en la deformación de la estructura y el fuerza generado en el suelo de relleno. La estructura analizada corresponde a un arco de acero corrugado con una luz de 7,42 [m], flecha de 2,5 [m], ancho del pavimento de 26 [m] y altura del relleno igual a 1,8 [m]. El corrugado de las placas es de 400x180 [mm] y con un espesor 7 [mm]. El peso específico, ángulo de fricción y módulo elástico del suelo son 19 [kN/m³], 30° y 30 [MPa], respectivamente.

Los parámetros sensibilizados en este estudio fueron:

1. La sección de las placas de acero corrugado: se analizaron dos tamaños, correspondientes al original de 400x180x7 [mm] y otro de 200x55x5 [mm],
2. Módulo de elasticidad del suelo, con valores de 12, 15 y 24 [MPa],
3. Ángulo de fricción interna del suelo de 30, 35 y 40°, y
4. Módulo de Poisson del suelo equivalentes a 0,2, 0,25 y 0,3.

Las cargas a las que se ve sometida la estructura corresponden al peso propio del suelo y la estructura, la carga vehicular estática sobre la corona del arco y una carga vehicular estática excéntrica, ubicada en el cuarto derecho de la estructura.

Los resultados obtenidos por Liu et al. (2011) muestran que el desplazamiento vertical en la corona del arco es mayor con la estructura sometida a la carga vehicular excéntrica, mientras que la presión vertical es mayor para la carga vehicular centrada. En todos los casos analizados el desplazamiento de la corona es menor al producido en el suelo a los lados de la estructura, lo que implica la ocurrencia de un efecto de arco negativo, en donde la estructura enterrada es más rígida que el suelo circundante. Este fenómeno también se observa al analizar los esfuerzos del suelo, los que son mayores a la columna de suelo sobre la estructura.

Con respecto a los resultados obtenidos por la sensibilización de los distintos parámetros considerados, se obtuvo que los esfuerzos verticales sobre la estructura son menores al disminuir el área de la sección de las placas, lo que ocurre debido a la disminución de la rigidez de la estructura que provoca la redistribución de esfuerzos en el suelo, aumentando la influencia del suelo a los lados de la estructura en soportar la columna de suelo sobre ésta. Por otra parte, los esfuerzos sobre la estructura aumentan al aumentar el ángulo de fricción del suelo. Finalmente, tanto el módulo de elasticidad como el de Poisson no mostraron modificaron significativamente el esfuerzo vertical sobre la estructura.

En lo que se refiere al desplazamiento de la corona del arco, la estructura sometida al peso propio presenta mayor desplazamiento sólo cuando disminuye el área de la sección de las placas. Los otros parámetros no producen diferencias apreciables bajo esta solicitud. Con respecto a la carga vehicular la disminución del área de la sección de las placas también produce un aumento en el desplazamiento de la corona. Asimismo, el desplazamiento de la corona aumentó al disminuir el módulo de elasticidad del suelo. Dicho aumento en los desplazamientos se observó al disminuir el ángulo de fricción y el módulo de Poisson del suelo. Finalmente, ninguno de los parámetros sensibilizados mostró alguna diferencia en el desplazamiento del arco sometido a la carga vehicular excéntrica.

Katona, M. G. (2010) estudia y propone una metodología para analizar y evaluar la integridad estructural de estructuras enterradas sometidas a cargas estáticas y sísmicas. Las soluciones desarrolladas en el estudio utilizando el software CANDE fueron comparadas con las soluciones desarrolladas en el Reporte NCHRP No. 611.

El proceso de incorporar las cargas sísmicas a un modelo de elementos finitos lo explica en los siguientes pasos:

1. Identificar el sismo de diseño por la región del país y obtener los parámetros espectrales.
2. Obtener la deformación de corte de campo libre máxima en las cercanías de la estructura, basado en las propiedades del suelo y los parámetros espectrales del sismo de diseño
3. Desarrollar un modelo de elementos finitos que simule el proceso constructivo por etapas, carga vehicular y otras solicitaciones estáticas requeridas
4. Incorporar pasos adicionales al modelo de modo de simular el evento sísmico, especificando las condiciones de borde que provocan la distorsión en los extremos del suelo, resultando en la deformación de corte sísmica.

El procedimiento de análisis sísmico propuesto por Katona (2010) para estructuras enterradas se encuentra basado en las siguientes suposiciones:

1. Pseudoestático: El sismo es tratado como un desplazamiento horizontal impuesto en los extremos del elemento de suelo.
2. Desplazamiento transiente del suelo
3. Onda de corte de propagación vertical
4. Deformación de corte del sistema suelo-estructura
5. Criterios de diseño: los distintos criterios de diseño son igualmente aplicables a este método, tales como el diseño LRFD.

La deformación de corte de campo libre máxima se calcula mediante la ecuación

$$\gamma_{max} = \frac{\tau_{max}}{G} \quad (2.1)$$

donde,

τ_{max} = Esfuerzo de corte sísmico máximo en la región donde se ubica la estructura

G = Módulo de corte del suelo que rodea la estructura

De esto, se tiene que:

$$\tau_{max} = \frac{PGA}{g} \sigma_v R_d \quad (2.2)$$

donde,

$\frac{PGA}{g}$ = Aceleración máxima del suelo adimensional (“Peak Ground Acceleration”)

σ_v = Esfuerzo de sobrecarga en la base de la estructura

R_d = Factor de reducción de la aceleración

$$\sigma_v = z \gamma_s \quad (2.3)$$

donde,

z = Profundidad desde la superficie hasta la base la estructura

γ_s = Peso unitario del suelo

$$z = H + L \quad (2.4)$$

donde,

H = Altura del relleno sobre la estructura

L = Luz de la estructura

$$R_d = \begin{cases} 1 - 0,00233z & , z < 9,1[m] \\ 1,174 - 0,00814z & , 9,1[m] < z < 22,9[m] \end{cases} \quad (2.5)$$

Katona (2010) analiza el comportamiento de una estructura sometida a cargas sísmicas. Esta estructura corresponde a una tubería de acero corrugado con un diámetro de 3 [m] (10'), corrugación de placas de 125x25 [mm] (5x1"), espesor de placas de 4,3 [mm] (0,168") y enterrada bajo un relleno de suelo con módulo de Young de 24 [kPa] y módulo de Poisson igual a 0,3. La deformación de corte de campo libre máxima considerada es de 0.00678 in/in.

Se analizaron dos condiciones de la interface suelo-estructura: condición perfectamente unida (sin deslizamiento) y condición sin fricción (deslizamiento total). La Figura 2.9 muestra la deformación experimentada por la tubería circular, además del diagrama de flexo-compresión debido a la deformación de corte sísmica impuesta a la estructura. La Tabla 2.3 entrega los valores máximos de la compresión y el momento experimentados por la estructura, y compara el método de Forma Cerrada con los resultados obtenidos por el software CANDE, para cada una de las condiciones de interface suelo-estructura.

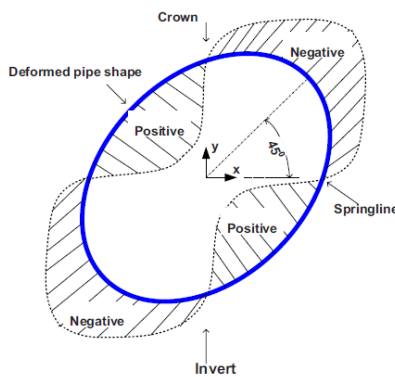


Figura 2.9 Deformada de la tubería y diagrama de flexo-compresión.

Se observa que el momento máximo ocurre con la condición de deslizamiento total, siendo levemente mayor al obtenido con la condición sin deslizamiento. Por otra parte, la compresión

máxima ocurre en la condición sin deslizamiento, siendo mayor en dos órdenes de magnitud respecto a la condición con deslizamiento total. No se observa gran diferencia entre los valores obtenidos para la solución de Forma Cerrada y el software CANDE, cuya mayor diferencia ocurre en la compresión máxima para la condición de deslizamiento total, siendo igual a 15.4%.

Tabla 2.3 Comparación de los valores máximos de compresión y momento en la tubería.

Interface condition	Structural response and units	Closed-form solution (NCHRP 12-70)	CANDE solution (adjusted ^a)	Percent difference (%)
No slip, or full bond, case	Maximum thrust (lb/in.)	634	563	11.2
	Maximum moment (in lb/in.)	367	336	8.45
Full slip, or frictionless case	Maximum thrust (lb/in.)	6.23	5.27	15.4
	Maximum moment (in lb/in.)	374	341	8.82

^aInterpolated from neighboring nodes based on sine wave function.

2.2 MÉTODOS NUMÉRICOS: CANDE

CANDE corresponde a un software de elementos finitos basado en un modelo 2D, que permite el análisis y el diseño de estructuras enterradas. Estructuras enterradas de cualquier tamaño, forma y material pueden ser analizadas y diseñadas para soportar peso propio, carga incremental de las capas de suelo, cargas temporales de construcción y cargas superficiales debido a tránsito vehicular, entre otras.

2.2.1 Niveles de solución

Dos son los métodos considerados por CANDE para el diseño y/o análisis de estructuras. El primero corresponde al Nivel 1, el cual se encuentra basado en la teoría de elasticidad, que permite determinar las deformaciones de una tubería enterrada (Burns & Richard, 1968). El segundo corresponde a un análisis modificado de elementos finitos (Herrmann, 1972). El input para este método puede ser llevado a cabo mediante el Nivel 2 y Nivel 3 del software. El Nivel 2 ofrece una generación automática de los elementos del modelo, pero está restringido a formas básicas y a instalaciones simétricas, mientras que el Nivel 3 no presenta restricción de modelación, pero sí requiere que el usuario defina cada elemento del modelo.

Todos los niveles asumen una geometría de deformación en el plano, cargas bidimensionales e independencia respecto al tiempo.

2.2.1.1 Solución Elástica

La formulación elástica entrega una solución exacta para un conducto cilíndrico elástico dentro de un medio isotrópico, homogéneo, infinito y elástico, con una presión distribuida

uniformemente en planos horizontales hasta una distancia infinita. Para modelar la estructura se utiliza la teoría de placas delgadas, mientras que para el suelo se utiliza la teoría elástica continua. La interfase entre ambas estructuras puede modelarse mediante dos condiciones de borde: interfase conectada, donde las fuerzas normales y tangenciales son transmitidas a lo largo de la estructura, y una interfase sin roce, donde solo las fuerzas normales son transmitidas por la interfase.

Se ha demostrado que la interacción suelo-estructura afecta principalmente a un área equivalente a una circunferencia con radio igual a tres veces el radio de la tubería. Más allá de esta área, la respuesta del suelo no se ve afectada por la inclusión de la tubería para calcular el peso del suelo.

Esta modelación puede ser levemente modificada para llevar a cabo un análisis con características no lineales, tanto para el suelo como para la tubería. En primera instancia, la presión ejercida por el suelo puede ser dividida en varias capas de suelo incrementales. Luego, durante cada etapa de carga las propiedades del suelo pueden ser redefinidas de acuerdo a la presión total del suelo. Con respecto a la tubería, en cada modelo utilizado para definir las propiedades de la estructura pueden realizarse cambios en la rigidez efectiva en flexión, EI , y en la rigidez efectiva axial, EA , en cada punto alrededor de la periferia de la tubería. Dichas propiedades son utilizadas para calcular el esfuerzo y deformación en cada punto de la tubería basado en el momento, corte y fuerza axial en ese punto.

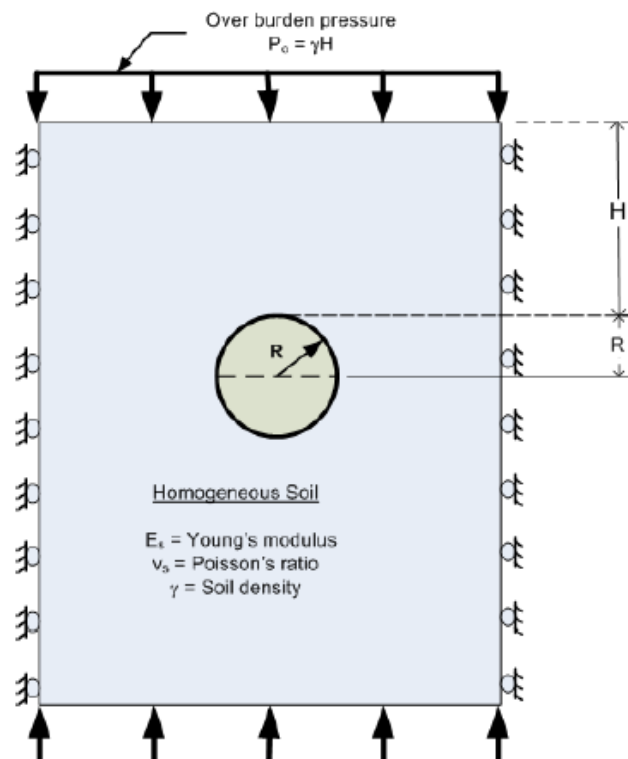


Figura 2.10 Diagrama conceptual de la solución elástica con límites finitos.

2.2.1.2 Metodología de Elementos Finitos

La formulación de elementos finitos estática es desarrollada basada en el método de trabajo virtual incremental. Este método resulta apropiado para el cálculo de estructuras enterradas ya que permite considerar el proceso constructivo por etapas, que corresponde al proceso que efectivamente debe realizarse en terreno, además de considerar las solicitaciones producidas por los equipos de compactación y cargas vehiculares. Este proceso es denominado “construcción incremental” y entrega resultados significativamente más reales que los obtenidos mediante un sistema monolítico. Otra ventaja del trabajo virtual incremental es la facilidad de incorporar y resolver modelos no lineales.

Para un sistema general conformado por la interacción suelo-estructura, el trabajo virtual incremental puede ser expresado en notación matricial como:

$$\int_V \delta \varepsilon^T \Delta \sigma dV = \int_S \delta u^T \Delta \tau dS + \int_V \delta u^T \Delta f dV \quad (2.6)$$

donde,

n , = vector esfuerzo

ε = vector deformación

u = vector desplazamiento

τ = vector fuerzas de superficie

f = vector fuerzas de cuerpo

δx = pequeña variación virtual del vector x , δ es un operador

$\Delta x = x_{i+1} - x_i$, cambio incremental del vector x desde el paso i al $i+1$, Δ es un operador

S = área de influencia de las fuerzas de superficie en paso $i+1$

V = volumen del sistema estructural en paso $i+1$

Se asume que el sistema estructural se encuentra en equilibrio en el paso i , y se realiza el proceso de aplicar cargas incrementales hasta alcanzar el paso $i+1$. Aquí, la ecuación 1.1 muestra que “el incremento de energía de deformación virtual interna es igual al incremento del trabajo virtual de fuerzas de cuerpo y de tracción externas mientras el sistema es sometido a un movimiento virtual compatible con las restricciones del sistema”.

Para expresar el trabajo virtual como una formulación del desplazamiento, el vector esfuerzo es expresado en términos de deformación utilizando la relación constitutiva incremental:

$$\Delta \sigma = \underline{C} \Delta \varepsilon \quad (2.7)$$

Donde $\underline{C}$ corresponde a la matriz constitutiva que relaciona los incrementos de esfuerzo y deformación desde el paso i hasta el $i+1$.

Los incrementos de la deformación son expresados en función de incrementos del desplazamiento como:

$$\Delta \varepsilon = \Delta \underline{Q}(u) = \underline{Q}(\Delta u) \quad (2.8)$$

donde $\underline{Q}$ es un operador matricial compuesto por derivadas parciales.

Considerando las relaciones anteriores, el trabajo virtual incremental puede ser expresado en términos de los desplazamientos de campo a lo largo de todo el dominio como:

$$\int_V \underline{Q}(\delta u)^T \underline{C} \underline{Q}(\Delta u) dV = \int_S \delta u^T \Delta \tau dS + \int_V \delta u^T \Delta f dV \quad (2.9)$$

Los componentes $\underline{C}$ y $\underline{Q}$ dependen del tipo de elemento, comportamiento del material y suposiciones cinemáticas.

Aquí, la aproximación de elementos finitos se realiza dividiendo el dominio V en un set de elementos discretos interconectados en puntos nodales comunes. Los desplazamientos de campo de cada elemento son aproximados mediante funciones, de modo de mantener la continuidad entre los nodos, y a lo largo de los límites entre elementos. Este ensamblaje entre elementos y nodos se denomina discretización de elementos finitos o topología.

Los desplazamientos de campo desconocidos de cada elemento son aproximados mediante una serie de funciones de interpolación específicas, con valores desconocidos de los desplazamientos en los puntos nodales, expresado simbólicamente como:

$$u_e = \underline{N} \hat{u}_e \quad (2.10)$$

donde,

u_e = campo vectorial de desplazamiento de cada elemento

$\underline{N}$ = matriz de funciones de interpolación prescritas (variables espaciales)

$\hat{u}_e$ = vector desplazamiento de punto-nodal (grados de libertad desconocidos)

El sufijo “e” se refiere a la relación expresada en la ecuación 1.5 para cada elemento. La forma de la matriz de interpolación y del vector desplazamiento nodal depende del tipo de elemento.

a) Tipos de elementos

Los elementos utilizados en el modelo de elementos finitos desarrollado por CANDE se enlistan en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4 Elementos definidos en CANDE y sus aplicaciones.

Elementos	Aplicaciones en CANDE
Triangulos y cuadrilateros	Suelo in-situ, material de encamado, suelo de relleno, pavimento, etc.
Interfase	Unión entre elementos como suelo y tubería
Link	Conexiones nodales especiales
Viga-columna	Estructuras como tuberías, arcos, cajones, etc.

i) Elemento cuadrilátero

Está compuesto por dos triángulos, a los que luego de aplicárseles las restricciones y la condensación estática, se forma un cuadrilátero de cuatro nodos con una matriz de rigidez de 8x8, donde cada nodo presenta dos grados de libertad, el desplazamiento vertical y el horizontal.

ii) Elemento interfase

Este elemento permite la interacción de dos elementos en una interfase común, de modo que al estar sometidos a cargas estos elementos puedan deslizar entre ellos, separarse, o re-unirse. Los elementos interfase están compuestos por dos nodos que tienen dos grados de libertad, el desplazamiento vertical y el horizontal, y un tercer nodo que se encuentra dentro del punto de contacto, de modo de representar la fuerza normal y tangencial de interfase. Los tres nodos producen una “matriz de rigidez” de 6x6 con formulación mixta.

iii) Elemento link

Tal como el elemento interfase, el elemento link es formulado con ecuaciones de borde de tal manera que obliga a dos nodos a deformar con los mismos grados de libertad traslacional, como una conexión fija, o con los mismos grados de libertad rotacionales y traslacionales como una conexión fija con momento.

iv) Elemento viga-columna

Corresponde al elemento estructural matricial para calcular deformación axial y momento. Se define con dos nodos con tres grados de libertad cada uno (desplazamiento vertical, horizontal y rotación). La deformación por flexión se aproxima por una función de interpolación cubica, mientras que la deformación axial mediante una función de interpolación lineal. El elemento viga-columna se define mediante un modelo esfuerzo-deformación no lineal, que caracteriza el comportamiento del material, como el comportamiento elastoplástico de los metales, tensión de agrietamiento y compresión para hormigón armado, y pandeo local de la pared para elementos elastoplásticos.

Considerando la Ecuación (2.9), puede obtenerse la matriz de rigidez de cada elemento y el vector de fuerzas, que quedan expresados como:

$$\underline{k}_e = \int_{V_e} \underline{Q}(\underline{N})^T \underline{CQ}(\underline{N}) dV_e \quad (2.11)$$

donde,

$\underline{k}_e$ = matriz de rigidez del elemento

V_e = volumen del elemento

$\Delta \underline{p}_e$ = vector de fuerzas del elemento

S_e = superficie del elemento donde se aplica la tracción

b) Ensamblaje global y construcción incremental

Si se considera $\delta \hat{u}_G$ como un movimiento virtual arbitrario con todos los grados de libertad activos, para que se cumpla la teoría del trabajo virtual en cada etapa, debe cumplirse lo siguiente:

$$\underline{K}_G \Delta \hat{u}_G = \Delta \underline{P}_G \quad (2.12)$$

donde,

$\underline{K}_G = \sum_{\text{elementos}} \underline{k}_e$ = matriz de rigidez global incremental

$\Delta \underline{P}_G = \sum_{\text{elementos}} \underline{p}_e$ = vector de fuerzas globales incrementales

$\Delta \hat{u}_G$ = incremento del vector de desplazamientos globales

Si el sistema global resulta ser lineal, entonces la matriz de rigidez global podría ser calculada directamente y es constante en cada etapa, pero, debido a que la mayoría de las estructuras muestran

un comportamiento no lineal, la matriz de rigidez global no es constante durante cada etapa, por lo que se requiere una solución no lineal.

c) Solución no lineal

CANDE utiliza una metodología iterativa que permite obtener la respuesta mecánica de la estructura (desplazamientos, esfuerzos, deformaciones, etc.), mediante la obtención de la matriz de rigidez de cada uno de los elementos del modelo. La ecuación global para la etapa $i+1$, considerando un contador de iteraciones k , es:

$$\underline{K}_{Gk} \Delta \hat{u}_{Gk} = \Delta P_{Gk} \quad (2.13)$$

donde,

$\underline{K}_{Gk}$ = matriz de rigidez global para la iteración k

$\Delta \hat{u}_{Gk}$ = incremento del vector desplazamiento global para la iteración k

ΔP_{Gk} = vector de fuerzas globales incrementales para la iteración k

k = contador de iteraciones; 1, 2, 3, ...

El procedimiento para obtener las respuestas mecánicas de la estructura se resume a continuación:

1. Se considera la matriz de rigidez global como la obtenida en el paso anterior i o, si se desea calcular para la etapa inicial $i+1$, entonces esta matriz se calcula considerando la estructura descargada y con un comportamiento lineal.
2. Se calcula el set de ecuaciones lineales correspondientes a la ecuación 1.9, mediante un esquema de eliminación de Gauss, para la primera solución de prueba $\Delta \hat{u}_{G1}$. Esta solución se considera temporalmente a las respuestas mecánicas conocidas de la estructura de la etapa i , de modo de estimar nuevamente los desplazamientos, esfuerzos y deformaciones en la etapa $i+1$.
3. Luego, todos los modelos no lineales de cada elemento son re-calculados basados en las respuestas mecánicas recién obtenidas para la etapa $i+1$.
4. Este proceso se repite con $k = 2, 3, 4, \dots$ hasta obtener la convergencia del proceso. Es decir, la iteración k produce una solución de prueba $\Delta \hat{u}_{Gk}$, basada en la matriz de rigidez de la iteración anterior $\Delta \hat{u}_{Gk-1}$.

5. Cuando dos iteraciones consecutivas producen la misma matriz de rigidez para todos los elementos, con un error comprendido dentro de una tolerancia determinada, entonces la solución ha convergido y se pasa a la siguiente etapa.

2.2.2 Elementos viga y columna

Los elementos considerados por CANDE corresponden a metales corrugados, hormigón armado, tuberías termoplásticas y arcos de hormigón. Las suposiciones y limitaciones para los elementos viga-columna son:

- a) Formulación esfuerzo-deformación plana bidimensional.
- b) Hipótesis cinemática de viga de Bernoulli-Euler sin deformación de corte.
- c) Teoría de pequeñas deformaciones (puede modificarse a teoría de grandes deformaciones)
- d) No linealidad del material, como función del esfuerzo y deformación normal y su historia.
- e) Formulación de trabajo virtual incremental con relaciones incrementales de esfuerzo-deformación.

Si se considera que las secciones planas permanecen planas, la teoría de Bernoulli-Euler para los incrementos del desplazamiento Δu , en cualquier punto x a lo largo de la longitud de la viga y cualquier punto y en la sección transversal de ésta, se puede expresar como un incremento desde la etapa i a la $i+1$ como:

$$\Delta u(x, y) = \Delta a(x) + (y^* - y)\Delta v' \quad (2.14)$$

donde,

$\Delta u(x, y)$ = desplazamiento en la dirección x debido a la deformación axial y flexión

$\Delta a(x)$ = desplazamiento uniforme en la dirección x debido a la fuerza axial, independiente de y

$\Delta v(x)$ = desplazamiento en la dirección y como función de x , independiente de y

$\Delta v' = d(\Delta v)/dx$ = derivada de Δv con respecto a x (pendiente de deformación local)

y^* = plano de referencia en la sección transversal de la viga con $y = y^*$

$\Delta q = q_{i+1} - q_i$ = cambio incremental en cualquier función q desde el paso i al $i+1$

Así, la teoría de Bernoulli-Euler consigna que Δu en cualquier punto de la sección transversal puede ser descrito como un desplazamiento uniforme Δa más un movimiento de tipo rotacional debido a la pendiente del incremento del desplazamiento transversal.

En términos de las funciones de Bernoulli-Euler, la función incremental de la deformación normal se obtiene como:

$$\Delta \varepsilon(x, y) = \Delta a' + (y^* - y) \Delta v'' \quad (2.15)$$

La forma genérica de los modelos de esfuerzo-deformación utilizados para cada uno de los materiales se expresa según la ecuación:

$$\Delta \sigma = E_c \Delta \varepsilon \quad (2.16)$$

donde,

$\Delta \sigma$ = incremento del esfuerzo axial desde el paso i al i+1 ($\Delta \sigma = \sigma_{i+1} - \sigma_i$)

$\Delta \varepsilon$ = incremento de la deformación axial desde el paso i al i+1 ($\Delta \varepsilon = \varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i$)

E_c = módulo de cuerda de la curva esfuerzo-deformación desde el paso i al i+1

El módulo de cuerda depende del tipo de material y es dependiente de la historia del esfuerzo y la deformación a lo largo de todas las etapas. Se determina iterativamente entre cada etapa repitiendo el proceso de respuesta hasta que E_c converge en cada punto dentro del elemento con una pequeña tolerancia de error.

Reemplazando, se tiene que:

$$\Delta \sigma = E_c \left(\Delta a' + (y^* - y) \Delta v'' \right) \quad (2.17)$$

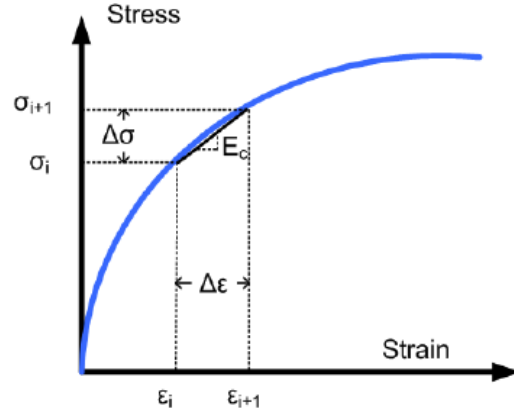


Figura 2.11 Relación esfuerzo-deformación

Con la ecuación anterior, se define la fuerza axial y el momento en la sección transversal del elemento:

$$\Delta N = \int_A \Delta \sigma \, dA = \int_A E_c \left(\Delta \sigma' + (y^* - y) \Delta v'' \right) dA \quad (2.18)$$

$$\Delta M = \int_A \Delta \sigma (y^* - y) \, dA = \int_A E_c \left(\Delta \sigma' + (y^* - y) \Delta v'' \right) (y^* - y) \, dA \quad (2.19)$$

donde,

ΔN = incremento de la fuerza axial desde la etapa i a la i+1 ($\Delta N = \Delta N(x)$)

ΔM = incremento del momento desde la etapa i a la i+1 ($\Delta M = \Delta M(x)$)

$dA = b(y)dy$ = área de la sección transversal diferencial, donde $b(y)$ corresponde al ancho

La ubicación del punto de referencia arbitrario y^* se escoge de tal manera que la primera integración de momento sea igual a cero, es decir, $\int_A E_c (y^* - y) \, dA = 0$. Entonces, la ubicación de y^* desde la base de la sección transversal es igual a:

$$y^* = \int_A E_c y \, dA / \int_A E_c \, dA \quad (2.20)$$

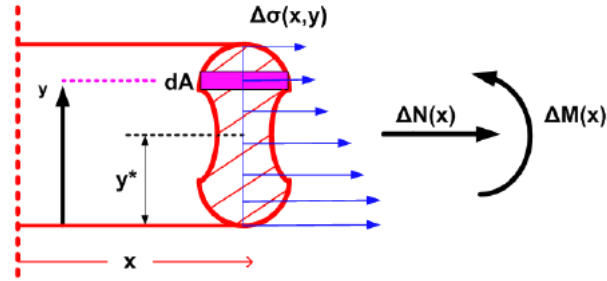


Figura 2.12 Incrementos de la compresión y del momento, a partir de la integración de la distribución de los esfuerzos.

Una vez obtenido y^* , se calculan los incrementos del momento y la compresión mediante las siguientes ecuaciones:

$$\Delta N = EA^* \Delta a' \quad (2.21)$$

$$\Delta M = EI^* \Delta v'' \quad (2.22)$$

donde,

$$EA^* = \int_A E_c dA = \text{rigidez axial efectiva del elemento viga}$$

$$EI^* = \int_A E_c (y^* - y)^2 dA = \text{rigidez de flexión efectiva del elemento viga}$$

EA^* y EI^* son las propiedades clave de la sección en el desarrollo del algoritmo no lineal, y son calculadas en cada nudo para cada iteración. Para calcular dichas propiedades, el módulo de cuerda E_c debe ser estimado en cada punto de la sección transversal. El proceso iterativo para calcular estas propiedades se resume a continuación:

1. Para la primera iteración, E_c mantiene el mismo valor del paso i , por lo que las propiedades de la sección y la rigidez de los elementos mantienen el valor calculado en la etapa i . La primera solución para la primera etapa de prueba se obtiene para el vector de fuerzas incremental desde el paso i al paso $i+1$.
2. Dicha primera solución entrega valores estimativos de σ_{i+1} y ε_{i+1} los que, a cambio, entregan nuevas estimaciones de E_c , de acuerdo al modelo de esfuerzo-deformación considerado para el elemento en particular.
3. Una vez obtenido E_c , se calculan las propiedades clave de la sección EA^* , y^* y EI^* y, por ende, las nuevas matrices de rigidez.

4. Luego de condensar las matrices de rigidez del elemento, la siguiente etapa de prueba se obtenida, lo que lleva a nuevas estimaciones de σ_{i+1} , ε_{i+1} y E_c , para cada punto de la sección transversal. Una vez más se calculan las integrales de área de modo de estimar de manera más precisa las propiedades clave de la sección en cada nodo.
5. Este proceso se repite para cada iteración hasta obtener dos soluciones consecutivas que entreguen valores de las propiedades de la sección con una diferencia relativa del 1%. Cuando esto ocurre, la iteración ha convergido y se continúa con la siguiente etapa.

2.2.3 Modelación del suelo

Cada uno de los modelos con los que se define el suelo expresa una relación esfuerzo-deformación basado en el comportamiento de cada material a nivel macroscópico. Dos elementos son utilizados por el software CANDE de modo de discretizar la masa de suelo para su posterior análisis. Éstos corresponden a elementos triangulares y cuadriláteros.

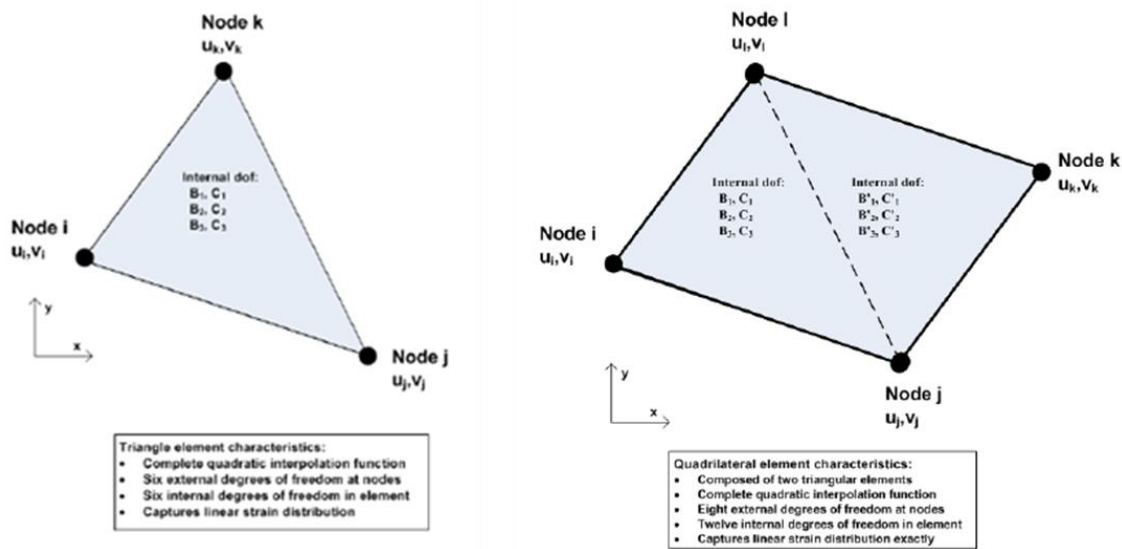


Figura 2.13 Características de los elementos triangulares y cuadriláteros.

Elementos triangulares: utilizan las coordenadas de área para definir las funciones de interpolación para la función del desplazamiento en x , $u(x,y)$, basado en tres grados de libertad nodales externos en los vértices del triángulo, y tres grados de libertad internos del elemento. Asimismo, la función del desplazamiento en y , $v(x,y)$, se basa en tres grados de libertad externos y tres grados de libertad internos.

Los grados de libertad internos se condensan estáticamente a nivel de elemento, resultando en una matriz de rigidez del elemento de dimensión 6×6 , y un vector de fuerzas de 6×1 , asociado a los grados de libertad externos, listos para el ensamblaje global.

Elementos cuadriláteros: se compone de dos elementos triangulares cuya función de desplazamiento en x , $u(x, y)$, está basada en cuatro grados de libertad externos en los vértices del elemento, y con seis grados de libertad internos en el elemento. Los mismos grados de libertad se consideran para la función de desplazamiento en y , $v(x, y)$.

Para asegurar la convergencia del elemento cuadrilátero, la influencia de los grados de libertad internos debe ser cercano a cero a medida que el elemento disminuye su tamaño. Este requerimiento entrega tres restricciones en los doce grados de libertad internos, resultando en nueve grados de libertad internos. Estos grados de libertad internos se condensan estáticamente a nivel de elemento, lo que resulta en un elemento con una matriz de rigidez de 8×8 y un vector de fuerzas de cuerpo de 8×1 , asociado a los grados de libertad externos, listo para el ensamblaje global.

2.2.4 Grandes deformaciones y pandeo

La formulación Lagrangiana actualizada presenta las siguientes suposiciones y limitaciones:

1. Formulación de deformación plana en 2D
2. Modelo cinemático de Bernoulli-Euler sin deformación de corte para las vigas
3. Función esfuerzo-deformación no lineal
4. Formulación de trabajo virtual incremental con una relación esfuerzo-deformación incremental y cargas incrementales
5. Relación de deformación-desplazamiento de Lagrange actualizada, apropiada para grandes rotaciones y pequeños alargamientos.

La formulación de Lagrange actualizada entrega una mayor precisión para calcular las deformaciones, actualizando las coordenadas x e y en el elemento en la etapa i , antes de resolver la etapa $i+1$. En otras palabras, la posición del elemento en la etapa i es tomada como la posición de referencia para el equilibrio y para medir los desplazamientos adicionales que resultan de las cargas presentes en la etapa $i+1$, lo que implica que $v'_i = 0$ para cada etapa, desde i hasta $i+1$.

Luego, los incrementos de la deformación Lagrangiana se obtienen como:

$$\Delta \varepsilon(x, y) = \Delta u' + \frac{1}{2}(\Delta v')^2 \quad (2.23)$$

Insertando las ecuaciones cinemáticas de Bernoulli-Euler para Δu dentro de la ecuación anterior, se obtiene la relación de deformación-desplazamiento incremental para vigas bajo grandes rotaciones. Esto es:

$$\Delta \varepsilon(x, y) = \Delta a' + (y^* - y) \Delta v'' + \frac{1}{2} (\Delta v')^2 \quad (2.24)$$

Las ecuaciones no lineales definidas en los apartados anteriores para la formulación de pequeñas deformaciones continúan siendo válidas (modelo esfuerzo-deformación, resultante de fuerzas internas y trabajo virtual), y es su interacción con la ecuación recién definida la que resulta en las nuevas ecuaciones no lineales para grandes deformaciones.

De esta forma, las fuerzas internas en el elemento quedan definidas como:

$$\Delta \sigma = E_c \left(\Delta a' + (y^* - y) \Delta v'' + \frac{1}{2} (\Delta v')^2 \right) \quad (2.25)$$

$$\Delta N = \int_A \Delta \sigma \, dA = \int_A E_c \left(\Delta a' + (y^* - y) \Delta v'' + \frac{1}{2} (\Delta v')^2 \right) dA \quad (2.26)$$

$$\Delta M = \int_A \Delta \sigma (y^* - y) \, dA = \int_A E_c \left(\Delta a' + (y^* - y) \Delta v'' + \frac{1}{2} (\Delta v')^2 \right) (y^* - y) \, dA \quad (2.27)$$

Finalmente, los incrementos de la fuerza axial y el momento simplificados se obtienen con las siguientes ecuaciones:

$$\Delta N = EA^* \left(\Delta a' + \frac{1}{2} (\Delta v')^2 \right) \quad (2.28)$$

$$\Delta M = EI^* \Delta v'' \quad (2.29)$$

2.2.4.1 Capacidad de pandeo

Luego de la convergencia de la etapa $i+1$, la matriz de rigidez global queda definida en dos partes, según la ecuación:

$$\underline{K}_G = \underline{K}_S + \underline{K}_{Geo} (N_{i+1}) \quad (2.30)$$

donde,

$\underline{K}_S$ = matriz de rigidez global estándar (para pequeñas deformaciones)

$\underline{K}_{Geo}(N_{i+1})$ = matriz de rigidez geométrica global, en función de los valores de la fuerza axial del elemento

N_{i+1} = valores de la fuerza axial en los elementos de la viga en la etapa i+1

Si se asume que las matrices permanecen constantes, a excepción de la rigidez geométrica que es factorizada por un parámetro de carga “c”, puede determinarse entonces el aumento en la magnitud de los valores N_{i+1} que causa deformaciones de cualquier tipo, por ejemplo, pandeo crítico. Esto ocurre cuando las rigideces estándar y geométrica combinadas se vuelven singulares (determinante = 0), lo que depende del valor de c.

Aquí, la matriz de rigidez global se escribe como:

$$\underline{K}_G(c) = \underline{K}_S + c\underline{K}_{Geo}(N_{i+1}) \quad (2.31)$$

Y el problema corresponde a determinar lo/los valores de c, como:

$$Det \underline{K}_G(c) = 0 \quad (2.32)$$

Esto corresponde al clásico problema de valores propios para pandeo, donde el valor propio menor “c” es una medida de la capacidad de pandeo de la estructura, o bien, el factor de seguridad de pandeo de la estructura.

2.3 NORMATIVA AASHTO LRFD

Las estructuras diseñadas mediante la normativa AASHTO LRFD deben ser verificadas para los distintos estados límite de diseño, de modo de cumplir los objetivos relacionados a la constructibilidad, seguridad, serviciabilidad y costos especificados en la norma. Los estados límite pueden ser de servicio, fractura y fatiga, límite último de resistencia y límite de evento extremo.

Todos los elementos y conexiones deben satisfacer la ecuación

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (2.33)$$

donde,

$$\eta_i = \begin{cases} \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0,95 & , \text{ donde } \gamma_i \text{ corresponde al máximo valor por diseño} \\ \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1 & , \text{ donde } \gamma_i \text{ corresponde al mínimo valor por diseño} \end{cases} \quad (2.34)$$

γ_i = factor de carga

ϕ = factor de resistencia

η_i = modificador de carga: factor que considera ductilidad, redundancia y clasificación operacional

η_D = factor relacionado a la ductilidad

η_R = factor relacionado a la redundancia

η_I = factor relacionado a la clasificación operacional

Q_i = efecto de la carga sobre la estructura

R_n = resistencia nominal de la estructura

R_r = resistencia minorada de la estructura

Los factores η_D , η_R y η_I se encuentran relacionados a la ductilidad, redundancia y clasificación operacional de la estructura, respectivamente. Los valores para cada uno de estos se clasifican como se muestra a continuación:

Tabla 2.5 Valores de η_D para distintos estados límites.

Estado Límite	Valor de η_D	
Último	1.05	Componentes y conexiones no dúctiles
	1.00	Diseños convencionales y detalles relacionados a éstos
	0.95	Componentes y conexiones que requieren mayor ductilidad que las detalladas en la norma
Otros estados límites	1.00	

Tabla 2.6 Valores de η_R para distintos estados límites.

Estado Límite	Valor de η_R	
Último	1.05	Elementos no redundantes
	1.00	Niveles convencionales de redundancia, elementos de fundación específicos.
	0.95	Niveles excepcionales de redundancia
Otros estados límites	1.00	

Tabla 2.7 Valores de η_I para distintos estados límites.

Estado Límite	Valor de η_I	
Último	1.05	Estructuras esenciales o críticas
	1.00	Estructuras comunes
	0.95	Estructuras con poca importancia o afluencia de personas
Otros estados límites	1.00	

2.3.1 Cargas y factores de cargas

Las solicitaciones consideradas en el diseño de este tipo de estructuras se clasifican en cargas permanentes y cargas transcientes. Dentro de las cargas permanentes se encuentra el peso propio de la estructura, peso propio de la infraestructura y elementos unidos a la estructura, la presión horizontal y vertical provocada por el suelo de relleno, entre otras. En el caso de las cargas transcientes se encuentran las fuerzas provocadas por el tránsito vehicular (efecto del frenado de los vehículos, colisión vehicular y fuerza vehicular centrífuga), carga sísmica, carga de hielo, sobrecarga de uso vehicular y peatonal, cargas de viento, entre otras.

Las combinaciones de cargas consideradas por la AASHTO LRFD corresponden a las siguientes:

Tabla 2.8 Combinaciones de cargas consideradas en la norma AASHTO LRFD.

Límite Último (Strength Load Combinations)	
Strength I	Combinación básica de cargas, considera cargas vehiculares normales.
Strength II	Considera cargas vehiculares especiales.
Strength III	Considera viento sobre 55 mph (88 km/h).
Strength IV	Considera gran peso propio en comparación a la sobrecarga de uso en superestructuras.
Strength V	Considera carga vehicular normal con velocidad de viento de 55 mph (88 km/h).
Evento Extremo (Extreme Event Load Combinations)	
Extreme Event I	Incluye sismo.
Extreme Event II	Considera cargas de hielo y otras cargas con poca probabilidad de ocurrencia.
Servicio (Service Load Combinations)	
Service I	Considera un uso operacional normal, con vientos de 55 mph (88 km/h) y otras cargas con sus valores originales. Se utiliza en el control de la deflexión de estructuras enterradas, control del ancho de las grietas en estructuras de hormigón armado y para análisis transversal relacionado de tensión en vigas de hormigón. Esta combinación también se utiliza para analizar la estabilidad de taludes.
Service II	Controla la fluencia en estructuras de acero y el deslizamiento crítico de conexiones debido a cargas vehiculares.
Service III	Análisis longitudinal relacionado a superestructuras de hormigón pretensado sometidas a tensión, de modo de controlar el agrietamiento y la tensión principal en las luces de las vigas.

Service IV	Relacionada a tensión en columnas de hormigón pretensado para controlar agrietamiento.
Fatiga (Fatigue Load Combinations)	
Fatigue I	Relacionada a la vida infinita de fatiga debido a cargas inducidas.
Fatigue II	Relacionada a la vida finita de fatiga debido a cargas inducidas.

Los factores de cargas dependen de la combinación a la que se ve sometida la estructura, cuyos valores se muestran en la Tabla 2.9. El factor de cargas γ_p está definido dentro de un rango de valores que depende del tipo de carga y del elemento a diseñar, de acuerdo a lo especificado en el Numeral 3.4.1 de la norma AASHTO LRFD.

Tabla 2.9 Factores de cargas para las distintas cargas, según las combinaciones de cargas.

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength III	γ_p	—	1.00	1.4 0	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_p	1.35	1.00	0.4 0	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Extreme Event I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	γ_p	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	0.3 0	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	0.7 0	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

2.3.2 Tipos de suelos de relleno

El suelo de relleno debe cumplir con ciertos estándares de densidad, compactación y resistencia, de acuerdo a lo especificado en la norma AASHTO M 145. Esto, con el fin de asegurar la resistencia del modelo suelo-estructura. Los tipos de suelos permitido para cada estructura enterrada se muestra en la tabla:

Tabla 2.10 Suelo de relleno permitido para cada tipo de estructura, según la norma AASHTO LRFD.

Tipo de Estructura	A-1		A-3	A-2			
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Tuberías flexibles y estructuras de hormigón	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Cajas de metal y estructuras de grandes dimensiones con rellenos menores a 3,66 m	✓	✓	✓	✓	✓		
Estructuras de grandes dimensiones con rellenos no menores a 3,66 m	✓	✓	✓				
Estructuras con placas estructurales con corrugación profunda	✓	✓	✓	✓	✓		
Estructuras termoplásticas, encamado y materiales de relleno	✓	✓	✓	✓	✓		
Clasificación USCS	GW GP	GM SW SP SM	SP	GM SM	GM SM	GC SC	GM GC SM SC

Además, debe considerarse la calidad del material en cuanto a forma y granulometría. El orden de prioridad en el que debe escogerse el material según estas características se muestra a continuación:

1. Grava y arena angular, bien graduada;
2. Grava y arena no angular, bien graduada;
3. Material fluido, como mezclas de cemento, suelo y cenizas, que resulta en un relleno con baja densidad/baja resistencia. Su uso se considera solo para zanjas;
4. Grava o arena uniforme, siempre y cuando su instalación sea estable, y puede requerir geotextiles u otro material para evitar la migración de material fino;
5. Grava o arena arcillosa con baja plasticidad; y
6. Suelo estabilizado, de acuerdo a lo especificado por el ingeniero.

2.3.3 Diseño de estructuras enterradas de grandes dimensiones

Los arcos corrugados de grandes dimensiones deben ser diseñados para los estados límite de resistencia a la compresión, pandeo y resistencia de las uniones. No requiere ser diseñado para algún

estado límite de servicio. Debe cumplir con las especificaciones dispuestas en el Numeral 12.8 de la Norma AASHTO LRFD.

2.3.3.1 Compresión de las paredes

La compresión mayorada a la que se ve sometida la estructura, T_L , por unidad de longitud, debe considerarse como:

$$T_L = P_F \left(\frac{2R_T}{2} \right) \quad (2.35)$$

donde,

T_L = compresión mayorada por unidad de longitud

R_T = radio superior de la estructura

P_F = presión vertical mayorada debido a cargas de tierra y sobrecarga de uso

2.3.3.2 Resistencia de las paredes

La resistencia axial minorada de las paredes, por unidad de longitud, R_n , sin considerar pandeo, se calcula mediante la ecuación

$$R_n = \phi F_y A \quad (2.36)$$

donde,

A = área de la pared [m^2/m]

F_y = Resistencia a la fluencia del material

$\phi_b = 0,7$ = factor de resistencia de las paredes a la compresión

2.3.3.3 Resistencia de las uniones

Para tuberías fabricadas con uniones longitudinales, la resistencia minorada de éstas debe ser mayor o igual a la compresión mayorada en las paredes de la estructura, es decir,

$$S_n \geq T_L \quad (2.37)$$

2.3.4 Estructuras con placas estructurales de corrugación profunda

Estas estructuras deben cumplir con los requerimientos de diseño especificados en el Numeral 12.8.9 de la Norma AASHTO LRFD para estructuras de grandes dimensiones. Además de las verificaciones consideradas para estructuras de grandes dimensiones mencionadas anteriormente, debe verificarse la resistencia a flexión y pandeo.

2.3.4.1 Pandeo general

El empuje mayorado aplicado sobre la estructura, una vez terminada su instalación, no debe ser mayor a la capacidad de resistencia a pandeo general, que se obtiene como:

$$R_b = 1,2 \phi_b C_n \left(E_p I_p \right)^{\frac{1}{3}} \left(\phi_s M_s K_b \right)^{\frac{2}{3}} R_h \quad (2.38)$$

donde,

R_b = fuerza axial nominal que causa pandeo general en la pared

$\phi_b = 0,7$ = factor de resistencia para pandeo general

$C_n = 0,55$ = factor de calibración que considera efectos no lineales

E_p = módulo de elasticidad del material

I_p = momento de inercia de la sección transversal de la estructura, por unidad de longitud

M_s = constrained modulus del encamado de la estructura

$K_b = (1 - 2\nu)/(1 - \nu^2)$

ν = módulo de Poisson del suelo

$R_h = 11,4/(11 + \text{Span}/H)$ = factor de corrección debido a la geometría del relleno

Span = luz de la estructura

H = altura de relleno sobre la corona de la estructura

2.3.4.2 Verificación a flexo-compresión

Esta verificación es extraída del apartado para estructuras enterradas del Canadian Highway Bridge Design Code CSA S6/06. Aquí, el efecto combinado del momento y la compresión provocados por el empuje del suelo y las cargas existentes durante la construcción debe cumplir la siguiente condición:

$$\left(\frac{T_f}{R_t}\right)^2 + \left|\frac{M_u}{M_n}\right| \leq 1 \quad (2.39)$$

donde,

T_f = fuerza de compresión de la estructura

$R_t = \phi_h \cdot f_y \cdot A$ = resistencia del arco a compresión

M_u = momento aplicado en la estructura

$M_n = \phi_h \cdot M_p$ = resistencia a momento

M_p = capacidad de momento plástico de la sección

ϕ_h = factor de minoración para rótula plástica

2.3.4.3 Seguridad contra falla estructural

La compresión de las paredes de la estructura a la altura del springline, utilizada en las verificaciones de resistencia a compresión, pandeo y resistencia de las uniones, no debe ser menor a 1,3 veces la compresión calculada según el numeral 12.8 de la Norma AASHTO LRFD, T_L . Este factor responde al efecto de arco del suelo, por lo que debe ser aplicado solo a la carga debido al peso de la columna de suelo sobre la estructura.

El diseño de estructuras enterradas puede considerar la inclusión de elementos especiales, cuya finalidad es incrementar la rigidez y resistencia a flexión de la estructura. Estos pueden ser:

1. Vigas longitudinales

Son rigidizadores estructurales longitudinales continuos conectados a las placas corrugadas a cada lado del arco superior, y pueden ser tanto metálicos como de hormigón armado, simples o combinados. Para el caso de estructuras de grandes dimensiones, estas vigas deben hormigón (Ver Figura 2.14).

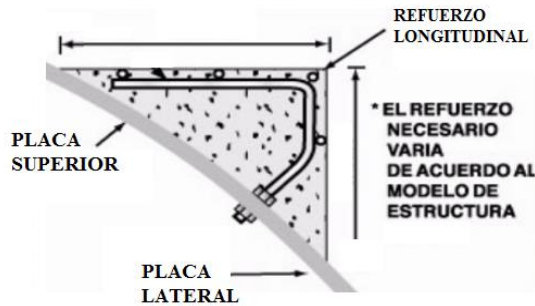


Figura 2.14 Vigas de refuerzo longitudinal.

2. Refuerzos transversales

Formadas a partir de perfiles estructurales curvados para adaptarse a la curvatura de las placas, asegurados a la estructura de manera de garantizar su acción en conjunto con las placas corrugadas, y a una distancia entre ellas seleccionada según el diseño (Ver Figura 2.15).

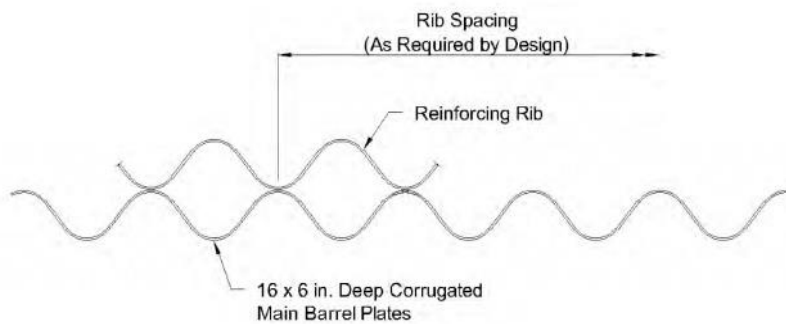


Figura 2.15 Refuerzos corrugados transversales.

2.3.4.4 Altura mínima de relleno

Para estructuras con corrugación profunda, la altura mínima del relleno debe ser el mínimo entre 3 pies (0,91 m) o los límites para estructuras de grandes dimensiones, basado en el radio superior de la estructura y el espesor de placas, según se detalla en el numeral 12.8.3.1 de la Norma AASHTO LRFD. Para estructuras formadas de placas estructurales, con un cociente entre el radio superior y radio lateral de la estructura mayor a 5, la altura mínima debe ser igual a:

- a) 1,5 pies (0,46 m): para estructura con una luz menor o igual a 25 pies 5" (7,75 m), o bien,
- b) 2 pies (0,61 m); para estructura con una luz mayor a 25 pies 5" (7,75 m)

2.3.4.5 Ancho del relleno estructural

El ancho del relleno estructural a los lados de la estructura depende del cuociente entre el radio superior y radio lateral de la estructura, siendo el mínimo permitido equivalente a la altura mínima de relleno sobre la corona.

Para un cuociente entre el radio superior y radio lateral de la estructura menor o igual a 5, el ancho del relleno estructural debe ser:

- a) 8 pies (2,44 m): para estructura construida en una zanja donde el suelo natural es tan rígido como el suelo de relleno, o bien,
- b) 1/3 de la luz de la estructura: para estructura construida en un terraplén o zanja donde el suelo natural es menor rígido que el suelo de relleno. Este valor debe ser mayor a 10 pies y menor a 17 pies (3,05 m y 5,18 m, respectivamente).

Para un cuociente entre el radio superior y radio lateral de la estructura mayor a 5, el ancho del relleno estructural debe ser:

- a) 3,5 pies (1,07 m) desde la parte más ancha de la estructura: para estructura con una luz menor o igual a 25 pies 5" (7,75 m) y altura de relleno menor a 5 pies (1,52 m)
- b) 1/5 de la luz de la estructura, desde la parte más ancha de ésta: para estructura con luz menor o igual a 25 pies 5" (7,75 m) con una altura de relleno mayor a 5 pies (1,52 m), y estructura con luz mayor a 25 pies 5" (7,75 m) sin importar la altura del relleno. Este valor no puede ser menor a 5 pies (1,52 m) ni mayor a 17 pies (5,18 m).

2.3.4.6 Conexiones

La resistencia minorada a flexión de las conexiones longitudinales debe ser mayor o igual al momento mayorado de la estructura, pero no mayor a:

- a) 75% de la resistencia minorada a momento del elemento, o bien,
- b) El promedio del momento mayorado aplicado sobre la estructura con la resistencia minorada a momento del elemento.

3 PROBLEMA ESTUDIO

3.1 INTRODUCCION

La estructura estudiada en esta memoria corresponde a un arco de perfil bajo de grandes dimensiones compuesto de placas estructurales. El estudio será llevado a cabo utilizando el software CANDE. De modo de corroborar la información obtenida, previo al estudio principal, se realizará una calibración del software, en el que se analizarán y compararán dichos resultados con la respuesta de una estructura ya estudiada en algún estudio previamente publicado y validado.

3.1.1 Etapa 1: Calibración Software CANDE

El estudio considerado corresponde a la publicación de Byrne, P. M., Srithar, T., y Kern, C. B. (1993). Aquí, los autores analizaron el comportamiento y la respuesta de un arco de perfil alto de acero corrugado construido en el Conector Okanagan en British Columbia, Canadá. El arco cuenta con una luz de 13,4 [m], flecha de 7,3 [m] sobre la fundación, una longitud de 78 [m] y un relleno de suelo de 9,6 [m] (ver Figura 2.1). Los valores registrados en terreno fueron comparados con un análisis de elementos finitos que simuló el proceso constructivo llevado a cabo.

El proceso de calibración contempla dos etapas. La primera consiste en comparar los resultados obtenidos por CANDE con los publicados en el estudio de Byrne, P. M., Srithar, T., y Kern, C. B. (1993). Dichos resultados son registrados a medida que la estructura es cargada con el suelo de relleno, es decir, desde la colocación del relleno a los lados del arco hasta alcanzar la altura máxima del relleno sobre la corona. Los parámetros registrados son:

1. Presión vertical y horizontal sobre el arco (a 1,2 m de la corona)
2. Presión vertical a los lados del spring-line
3. Desplazamiento vertical de la corona del arco
4. Desplazamiento horizontal del arco en el spring-line
5. Desplazamiento vertical relativo de la corona del arco, respecto a una masa de suelo a la misma altura de la corona, pero ubicada 8,7 m perpendicular al arco

La segunda etapa corresponde a un análisis de sensibilidad de parámetros utilizados en el modelo suelo-estructura, y su influencia en la respuesta del arco. Estos parámetros corresponden a la calidad y al modelo de suelo de relleno.

3.1.2 Etapa 2: Aplicación Codelco

3.1.2.1 Antecedentes

En nuestro país la industria minera se encuentra desarrollada principalmente en la alta cordillera, lo que implica que los caminos mineros se ven afectados por los nevazones que ocurren durante los meses más fríos del año. Este factor, sumado a la topografía de estos lugares, son los responsables de la formación de avalanchas, las que generan riesgos, tanto en la seguridad de las personas, como en la infraestructura y los equipos presentes en el lugar.

Si se toma en consideración que la producción minera no debiera verse afectada por las condiciones climáticas, ni menos aún detener su producción por imprevistos de este tipo, es que deben estudiarse soluciones que permitan proteger las estructuras y los caminos ubicados en alta montaña, pero, sobre todo, garantizar la seguridad de las personas.

La necesidad de proteger caminos mineros emplazados en alta montaña ha llevado a crear estructuras que los protejan, tales como:

1. Estructuras simples para estabilizar el manto de nieve en la zona de inicio, tales como: bancos excavados, paredes, pilotes clavados en el suelo, y combinaciones de las anteriores.
2. Estructuras para desviar y canalizar una avalancha que desciende por una senda, como lo son muros y zanjas.
3. Muros de contención para detener avalanchas.
4. Túneles de protección y cobertizos, que permiten que la avalancha pase por sobre la estructura a proteger.
5. Reforestación, donde las características del terreno lo permitan.

Dichas soluciones conllevan gran dificultad para su construcción, debido a las condiciones climáticas y los problemas de accesibilidad de las zonas donde se les requiere. Por otra parte, los tiempos aptos o efectivos para construir en alta montaña son muy limitados, ya que dependen de las condiciones climáticas, siendo posible construir de manera continua entre los meses de octubre y diciembre de un año, y desde enero a la segunda quincena de mayo del año siguiente.

3.1.2.2 División Andina – Nodo 3500

La División Andina de Codelco se encuentra ubicada en la cordillera de Los Andes, en la Región de Valparaíso. Se ubica a más de 3.000 [msnm] y sus operaciones combinan la explotación a rajo abierto y minería subterránea, con las minas Sur Sur y Río Blanco, respectivamente. Por su ubicación dentro de un cajón montañoso, los principales eventos climáticos a los que se expone División Andina son las precipitaciones de agua y nieve, tormentas y avalanchas.

Dentro de las medidas adoptadas por la División para hacer frente a la temporada de invierno se considera la aplicación de la norma Operación Invierno, la que cuenta con un reglamento especial que debe ser acatado por todas las personas en función de su seguridad. Junto con esto, se realiza un control de las condiciones climáticas y se emiten pronósticos meteorológicos, boletines de riesgos, decretos de alertas y restricciones. La División también cuenta con sistemas de control de avalanchas, tanto para el sector de Mina Rajo, como para el sector de Lagunitas-Planta Concentradora.

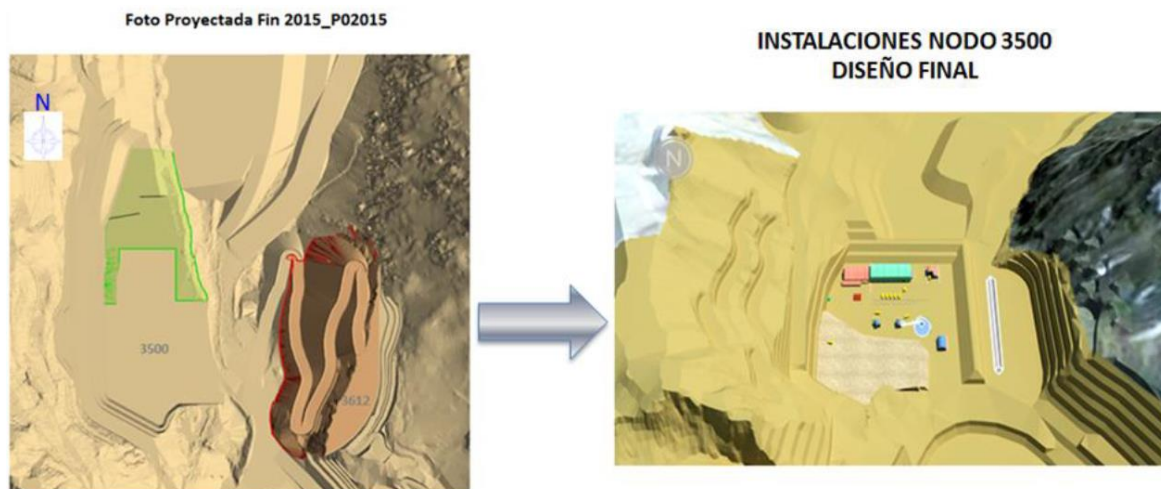


Figura 3.1. Proyección Instalaciones en Nodo 3500 (División Andina, Codelco, 2015)

En el marco del crecimiento de División Andina es que nace el sector denominado Nodo 3500 (ver Figura 3.1), que tiene por finalidad reubicar las instalaciones debido a la expansión y avance de Mina Rajo, definidos en el proyecto Traspaso. El Nodo 3500 contará con oficinas de supervisión, mantención, talleres de camiones, suministros de petróleo, policlínicos, centro meteorológico, alojamiento y alimentación, y una nueva estación de chancado primario, entre otros.

De modo de asegurar la continuidad en el tránsito entre el sector Mina Rajo y el botadero Depósito de Lastre Norte es que se propone estudiar la instalación de un túnel de acero corrugado, que permita el paso ininterrumpido de camiones desde y hacia el botadero, sin importar las condiciones climáticas suscitadas en el sector (ver Figura 3.2). Dicho túnel estará formado por un arco con placas estructurales de acero corrugado, con material de relleno compactado ubicado a los

lados y sobre éste (ver Figura 3.3). El estudio comprende analizar el comportamiento y el desempeño del túnel corrugado sometido a diversas cargas de carácter permanente y/o transcientes, verificando las deformaciones y fuerzas internas desarrolladas por la estructura.



Figura 3.2 Plano de División Andina, donde se observa ubicación de Nodo 3500 y Botadero Depósito de Lastre Norte.

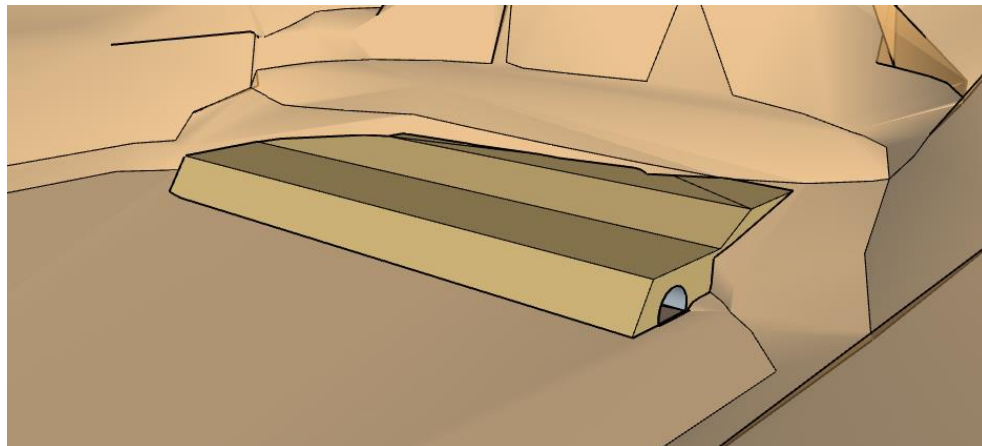


Figura 3.3 Diseño preliminar de túnel en Nodo 3500.

3.1.2.3 Estados de cargas

Las estructuras enterradas deben diseñarse¹ considerando las cargas estáticas determinadas con los empujes estáticos establecidos por la norma AASHTO LRFD, las cuales se superpondrán a la componente sísmica del empuje.

a) Peso Propio

El peso propio corresponde al peso de las placas estructurales, los pernos y tuercas de anclaje. Se calcula, por metro lineal de estructura, de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$DC = \frac{1,2\rho_s A_s \sum H_{Si} N_{Pi} + \rho_g A_g + \left(\frac{P_{PT}}{100}\right) N_{PT}}{1,2} \quad (3.1)$$

donde,

ρ_s = Peso específico del acero, 7850 [kg/m³]

$A_s = 1,05 \cdot 10^{-2}$ [m²/m] = Área transversal de placas de 8 [mm] de espesor

H_{Si} = Ancho de la placa estructural corrugada, [m]

N_{Pi} = Número de placas estructurales requeridas por arco

$\rho_g = 915$ [g/m²] = Peso del galvanizado de las placas

A_g = Área galvanizada total, [m²]

P_{PT} = Peso de pernos y tuercas cada 100 unidades, 27[kg]

N_{PT} = Número de pernos y tuercas requeridos para ensamblar la estructura completa

Otra manera para calcular el peso de los arcos formado por placas estructurales de acero corrugado consiste en considerar el peso de cada placa galvanizada, calculado para los distintos anchos y espesores de las placas, tal como se muestra en la Tabla 3.1.

Para obtener el peso aproximado de la estructura, por cada metro lineal, se multiplica el número de placas requeridas para obtener la periferia del arco con el peso de dicha placa, luego se adiciona el peso de los pernos y tuercas requeridos para formar cada arco y, finalmente, se divide el peso neto obtenido por la longitud neta de la placa, equivalente a 1,2 [m] (ó 3,94 [pie]), tal como se muestra a continuación:

¹ De acuerdo al Manual de Carreteras (Ministerio de Obras Públicas. Dirección de Vialidad, 2015)

$$DC = \frac{N_P P_P + P_{PT} N_{PT}}{1, 2} \quad (3.2)$$

donde,

P_P = Peso de cada placa, [kg]

Tabla 3.1 Propiedades de las placas de acero con corrugación de 400x150 [mm].

Weight of 16 x 6 in. deep corrugated structural plate sections							
Plate Width Designation, 'H' ('H'=16.75")	Net Length ft	Approx. Wt. Of Individual Galvanized Plates					Number of Assembly Bolts/Plate
		Without Bolts, in Pounds					
		Specified Thickness, in.					
		0.169	0.197	0.236	0.276	0.315	
4	3.94	239	282	341	398	451	23
5	3.94	291	342	415	484	548	24
6	3.94	342	402	488	569	645	25
7	3.94	394	463	561	655	742	26
8	3.94	445	523	634	740	839	27
9	3.94	496	584	708	825	936	28
10	3.94	548	644	781	911	1033	29
Notes: 1. Bolt lengths used for all structures = 2"							
2. Weight of bolts and nuts in pounds per hundred = 59.5 lbs.							
3. To compute the approximate weight of structure per foot of length: (1) Multiply the number of plates in the periphery by the plate weights in the table; (2) add weight of bolts; (3) divide by the net plate length.							

b) Peso del suelo de relleno

Corresponde a la presión ejercida por la masa de suelo de relleno, tanto vertical como horizontalmente. La presión vertical, EV , corresponde al peso de la columna de suelo sobre la estructura, la que se calcula en cada punto de la periferia de la estructura mediante la siguiente ecuación:

$$EV = \gamma_s z \quad (3.3)$$

donde,

γ_s = Peso específico del suelo de relleno, [kg/m³]

z = Profundidad bajo la superficie del relleno, [m]

La componente horizontal de la presión ejercida por el suelo se calcula como:

$$EH = k_0 \gamma_s z \quad (3.4)$$

$$k_0 = 1 - \sin(\phi) \quad (3.5)$$

donde,

k_0 = Coeficiente de distribución de carga en reposo

ϕ = Ángulo de fricción del suelo

c) Sobrecarga de Nieve

El efecto de la carga de nieve en la estructura se encuentra afectada por la forma en que se acumula la nieve sobre ésta. Ráfagas de viento pueden cambiar la distribución de la nieve, produciendo cargas desbalanceadas que pueden ser considerablemente mayores a la carga de nieve inicial sobre la estructura.

Norma AASHTO LRFD

La norma AASHTO LRFD propone la Tabla 3.2 para estimar la sobrecarga de nieve sobre una estructura con una superficie superior horizontal. Estos valores corresponden a los promedios estimados para distintas condiciones de acumulación de nieve, desde nieve ligera recién caída, hasta nieve acumulada y compactada, como en sectores montañosos.

Tabla 3.2 Densidad de carga de nieve según norma AASHTO LRFD.

Condition of Snowpack	Probable Density (kcf)
Freshly Fallen	0.006
Accumulated	0.019
Compacted	0.031
Rain or Snow	0.031

Norma NCh431 of.1977

Considera calcular la sobrecarga básica mínima de nieve, n_0 , según la latitud y altitud del sector de emplazamiento de la estructura (ver Tabla 3.3).

Tabla 3.3 Sobrecarga de nieve de acuerdo a NCh432 of.1977.

Altitud, m	Latitud geográfica (sur) del lugar						
	17-26	26-32	32-34	34-38	38-42	42-48	48-55
a 0 300	0	0	0,25 (25) (2)	0,25 (25) (2)	0,25 (25) (2)	0,25 (25)	0,50 (50)
a 300 600	0	0	0,25 (25)7	0,25 (25)	0,25 (25)	0,25 (25)	1,25 (125)
a 600 800	0	0,25 (25)	0,50 (50)	0,75 (75)	0,75 (75)	0,50 (50)	1,25 (125)
a 800 1 000	0	0,25 (25)	0,75 (75)	1,0 (100)	1,00 (100)	1,00 (100)	1,25 (125)
a 1 000 1 250	0	0,25 (25)	1,0 (100)	1,5 (150)	1,50 (150)	1,50 (150)	-
a 1 250 1 500	0	0,25 (25)	2,0 (200)	3,0 (300)	3,00 (300)	2,00 (200)	-
a 1 500 1 750	0	0,25 (25)	3,0 (300)	4,5 (450)	4,5 (450)	3,0 (300)	-
a 1 750 2 000	0	0,50 (50)	4,0 (400)	6,0 (600)	6,0 (600)	-	-
a 2 000 2 500	x	1,00 (100)	5,0 (500)	7,0 (700)	-	-	-
a 2 500 3 000	x	2,00 (200)	6,0 (600)	-	-	-	-
sobre 3 000	x	3,00 (300)	7,0 (700)	-	-	-	-

d) Carga sísmica

La componente sísmica del empuje se determina mediante el modelo cinemático definido en el MC, correspondiente a la desangulación sísmica a la que se ven sometidas las estructuras enterradas.

La estructura enterrada se conecta con el suelo circundante a través de resortes que representan la interacción sísmica suelo-estructura (Ver Figura 3.4). En la base de los resortes horizontales se imponen los desplazamientos sísmicos de campo libre del suelo, δ_s , relativos a la base de la estructura. La imposición de los desplazamientos genera los esfuerzos sísmicos en la estructura.

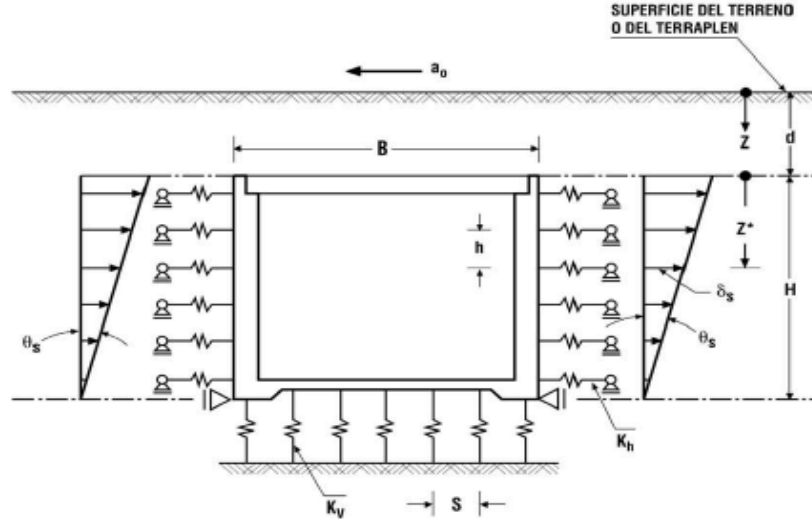


Figura 3.4 Modelo para el análisis de estructuras enterradas. (Ministerio de Obras Públicas. Dirección de Vialidad, 2015)

Los parámetros del modelo se determinan mediante las siguientes ecuaciones:

$$\delta_{si} = \sum_i^n \theta_{si} h \quad (3.6)$$

$$\theta_{si} = \frac{(1 - 0,0167)a_0 \gamma_s z_i}{G_{ci}} \quad (3.7)$$

donde,

$G_{ci} = 53 K_{2i} \sqrt{\overline{\sigma_{vi}}}$, con G_{ci} y $\overline{\sigma_{vi}}$ en $[Tf/m^2]$

n = número de la capa inferior en que se subdivide el suelo entre la superficie del terreno y el sello de fundación de la estructura

i = capa i

h = espesor de las capas en $[m]$

δ_{si} = desplazamiento sísmico horizontal en la frontera superior de la capa i en $[m]$

z_i = profundidad del centro de la capa i , medida desde la superficie del terreno en $[m]$

a_0 = aceleración máxima en la superficie del suelo

θ_{si} = desangulación sísmica de corte inducida por la aceleración a_0 en el centro de la capa i

$\overline{\sigma_{vi}}$ = tensión efectiva vertical en el centro de la capa i

$K_{2i}, K_2 = (K_2/K_{2max})K_{2max}$ = coeficiente de corte adimensional para solicitaciones sísmicas en el centro de la capa i

G_{ci} = módulo de corte del suelo para solicitaciones sísmicas en el centro de la capa i

Tabla 3.4 Rango de valores del coeficiente de corte máximo para pequeñas deformaciones, de acuerdo al MC.

Tipo de suelo	Rango $K_{2\max}$
Arenas	50 – 85
Gravas arenosas	160 – 220
Suelos finos y suelos de cementación	$25 q_u^{(*)}$
(*) Relación aproximada en la que q_u es la resistencia a la compresión no confinada en (kgf/cm ²)	

El valor de $K_{2\max}$ se obtiene de la tabla y $K_2/K_{2\max}$ de la Figura 3.5.

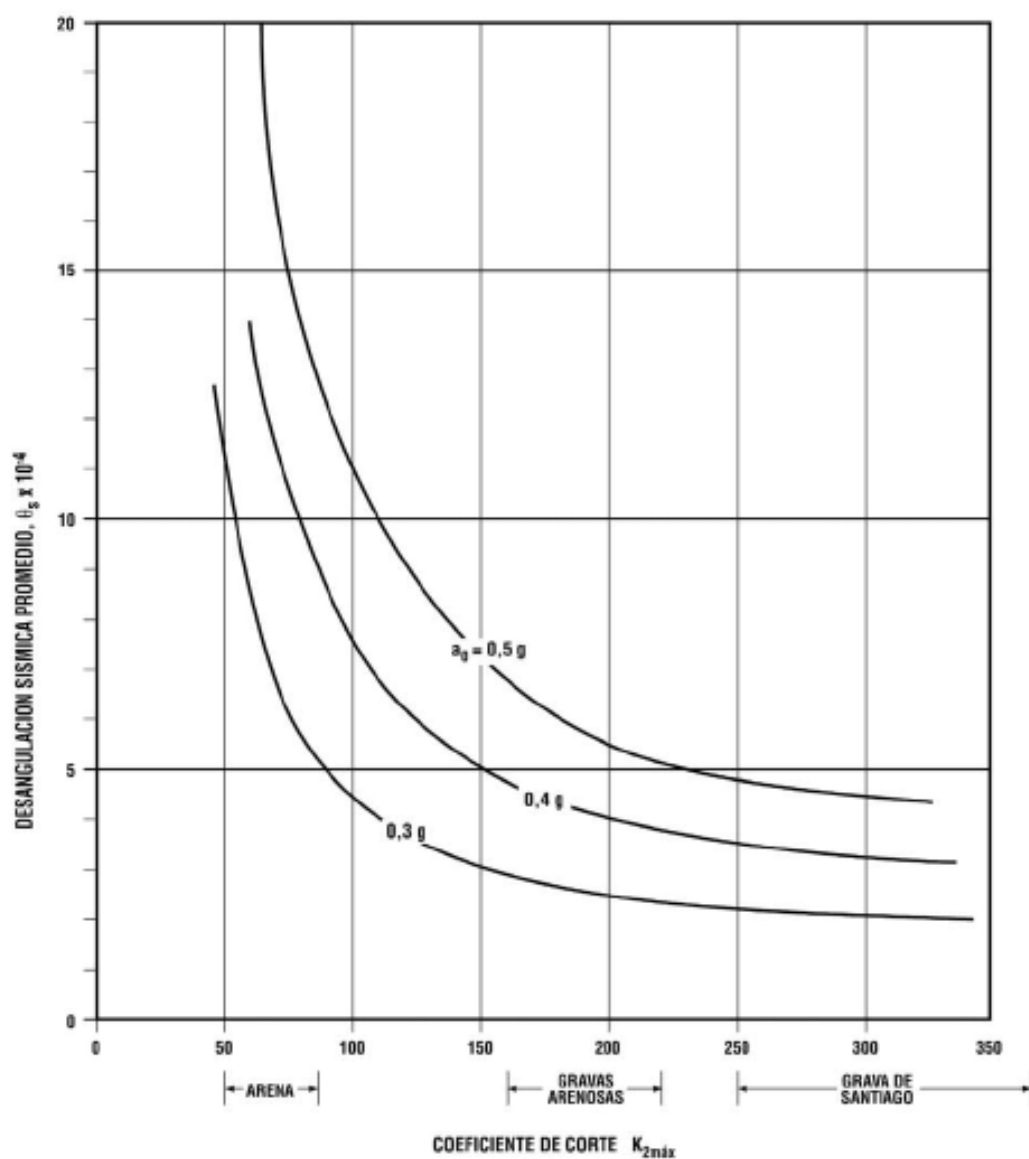


Figura 3.5 Desangulación sísmica promedio del suelo.

3.1.2.4 Combinaciones de cargas

De acuerdo a la norma AASHTO LRFD, las combinaciones de cargas a las que debe verse sometida la estructura son:

$$COMB1 = 1 \text{ DC} + 1 \text{ EV} + 1 \text{ EH} \quad (\text{Service Load Combination I}) \quad (3.8)$$

$$COMB2 = \gamma_p \text{ DC} + \gamma_p \text{ EV} + \gamma_p \text{ EH} \quad (\text{Service Load Combination II}) \quad (3.9)$$

, donde γ_p corresponde a un factor aplicado a cargas permanentes, cuyo valor para cada solicitación se muestra en la Tabla 3.5.

Tabla 3.5 factor de cargas definido en la norma AASHTO LRFD.

Tipo de Carga		γ_p	
		Máx.	Min.
DC	Peso Propio de la Estructura	1,25	0,90
EV	Presión vertical del suelo de relleno	1,5	0,90
EH	Presión horizontal del suelo de relleno	1,35	0,90

En estructuras donde la verificación de estados límite de flexión y pandeo ha sido ignorada, debe considerarse el factor máximo de mayoración de cargas permanentes γ_p . Para el caso de estructuras formadas por placas estructurales con corrugación profunda este factor γ_p puede ser menor, ya que el diseño de este tipo de estructuras considera verificaciones de flexión y pandeo.

La carga de mayor magnitud a la que se ven sometidas las estructuras enterradas es la presión ejercida por el suelo de relleno. Es por esta razón que las combinaciones de cargas mencionadas anteriormente no consideran cargas sísmicas, sobrecarga de nieve ni otras de carácter eventual.

A modo de estudio, se incluye el análisis de las combinaciones de cargas que consideran los efectos de un sismo y sobrecarga nieve:

$$COMB3 = \gamma_p \text{ DC} + \gamma_p \text{ EV} + \gamma_p \text{ EH} + \text{EQ} \quad (\text{Extreme Event I}) \quad (3.10)$$

$$COMB4 = \gamma_p \text{ DC} + \gamma_p \text{ EV} + \gamma_p \text{ EH} - \text{EQ} \quad (\text{Extreme Event I}) \quad (3.11)$$

$$COMB5 = \gamma_p \text{ DC} + \gamma_p \text{ EV} + \gamma_p \text{ EH} + \text{SN} \quad (\text{Extreme Event II}) \quad (3.12)$$

, donde EQ y S corresponden al empuje sísmico y sobrecarga de nieve, respectivamente.

3.2 CASO CODELCO

3.2.1 Estructuración

El túnel corresponde a un arco de perfil bajo de grandes dimensiones formado con placas estructurales de acero. Posee una luz entre apoyos de 19,00 [m], luz máxima de 19,43 [m] y flecha de 12,94 [m]. Las planchas de acero corrugado poseen un espesor de 8 [mm] con una corrugación de 400x150 [mm]. La estructura tiene una longitud total de 300 [m]. La Figura 3.6 muestra el modelo realizado en CANDE, con las etapas del proceso constructivo.

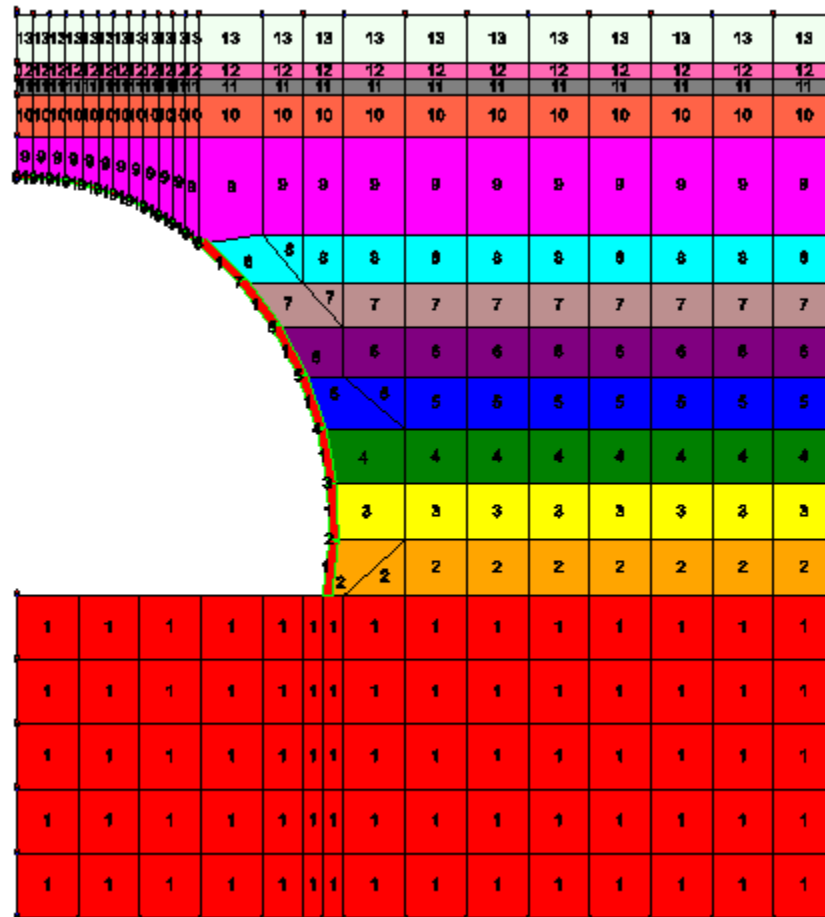


Figura 3.6 Modelo del proceso constructivo del arco realizado en CANDE.

El modelo de cálculo se basa en un arco de acero, inmerso en un medio continuo caracterizado por los parámetros del suelo de confinamiento. Las cargas a las que se ve sometido el arco

corresponden al peso propio de la estructura de acero, peso de la columna de suelo sobre el arco, sobrecarga de nieve y la componente sísmica del empuje.

Las propiedades de los materiales del arco se muestran a continuación:

F_y	=2531	[kg/cm ²]
F_{ye}	=3797	[kg/cm ²]
F_u	=4078	[kg/cm ²]
F_{ue}	=4486	[kg/cm ²]
E_s	=2038900	[kg/cm ²]
G_s	=790000	[kg/cm ²]
ρ_s	=7850	[kg/m ³]

Galvanizado en caliente	: 915 gZn/m ²
Unión Apernada	: Doble Costura
Diámetro de pernos	: ¾"
Calidad Pernos	: ASTM A449
Calidad Tuercas	: ASTM A563
Galvanizado pernos y tuercas	: ASTM B695, CLASS 50

Las propiedades de la sección de las placas son:

Tabla 3.6 Propiedades de las placas de acero corrugado.

Largo corrugación	400		[mm]
Profundidad corrugación	150		[mm]
Espesor placas	e	8	[mm]
Área por unidad de longitud	A_s	0,0105	[m ² /m]
Momento de inercia	I_p	$2,80 \cdot 10^{-5}$	[m ⁴ /m]
Módulo de la sección	S_s	$3,30 \cdot 10^{-4}$	[m ³ /m]

3.2.2 Suelo de Relleno

El suelo de relleno considerado en el estudio corresponde a un material granular de clasificación GW (de acuerdo a USCS) con un peso específico de 2,1 [T/m³]. Sus propiedades se detallan a continuación:

Tabla 3.7 Propiedades del suelo de relleno considerado en el análisis.

Clasificación AASHTO	A-1a		
Densidad	γ_s	2,10	[T/m3]
Cohesión	c	0	[T/m3]
Angulo de fricción	ϕ_f	40	[°]
Módulo de Poisson	ν	0,2	-
Coef. Uniformidad	C_u	51,16	-
Coef. Curvatura	C_c	8,56	-

3.2.3 Características de los camiones

El modelo del camión considerado para el transporte de material estéril hacia botaderos corresponde a un Komatsu modelo 960E, cuyas características y propiedades son:

Tabla 3.8 Características camiones considerados para el transporte de material estéril a botaderos.

Ancho	A_c	10	[m]
Largo	L_c	15,34	[m]
Alto	H_c	7,67	[m]
Peso Vacío	P_{cv}	249,48	[T]
Carga Máxima	C_{cmax}	214	[m3]
Peso Lleno	P_{cll}	576,07	[T]

Si se considera que los camiones deben transitar a una velocidad máxima de 25 [km/h] (6,94 [m/s]), el tiempo que demora cada camión en atravesar el túnel es:

$$T_{NC} = 43[s] \quad (3.13)$$

La distancia mínima entre ellos debe ser igual a 50 [m], pero se permitirá que sólo un camión pueda atravesar el túnel a la vez. De esta manera, la cantidad máxima de camiones que puede transitar durante las 24 horas del día, en un solo sentido, es igual a:

$$CAM_{max} = 1023 \text{ camiones} \quad (3.14)$$

3.2.4 Asignación de Cargas

Tabla 3.9 Cargas asignadas al modelo en CANDE.

DC	Peso Propio	175,37	[kgf/m²]
EV	Carga vertical del suelo de relleno	10500	[kgf/m²]
SN	Sobrecarga de nieve	700	[kgf/m²]

La carga horizontal debido al suelo de relleno no se considera en el modelo en CANDE, ya que el programa calcula este valor a partir de la altura del suelo de relleno.

3.2.5 Combinaciones de cargas

Las combinaciones de carga consideradas en el diseño son:

$$COMB1 = 1 DC + 1 EV \quad (3.15)$$

$$COMB2 = 1,25 DC + 1,5 EV \quad (3.16)$$

$$COMB3 = 1,25 DC + 1,5 EV + 1 EQ \quad (3.17)$$

$$COMB4 = 1,25 DC + 1,5 EV - 1 EQ \quad (3.18)$$

$$COMB5 = 1,25 DC + 1,5 EV + 1 SN \quad (3.19)$$

3.2.6 Consideraciones adicionales

El modelo de elementos finitos realizado en CANDE fue definido con 336 nodos, 292 elementos (19 elementos del arco y el resto corresponde a elementos de suelo triangulares y cuadrilateros), 125 condiciones de borde y 19 elementos de interfase (interacción entre el suelo y el arco) (Ver Figura 3.7 y Figura 3.8).

Los parámetros de entrada ingresados al software se detallan a continuación:

- a) Comportamiento bilineal del acero
- b) Teoría de grandes deformaciones, incluye pandeo
- c) Radio superior del arco = 8,79 [m]
- d) Radio lateral del arco = 11,37 [m]
- e) 8 uniones de placas a lo largo del perímetro del arco
- f) Modelo lineal-elástico para la roca de fundación, con un peso específico de 2600 [kg/m³], módulo de Poisson igual a 0,22
- g) Modelo de Duncan-Selig para el suelo de relleno, que corresponde a arena bien graduada con una compactación del 95% (SW95) y peso específico de 2100 [kg/m³]

h) Altura de relleno de diseño igual a 18 [m] (5,06 [m] sobre la corona del arco)

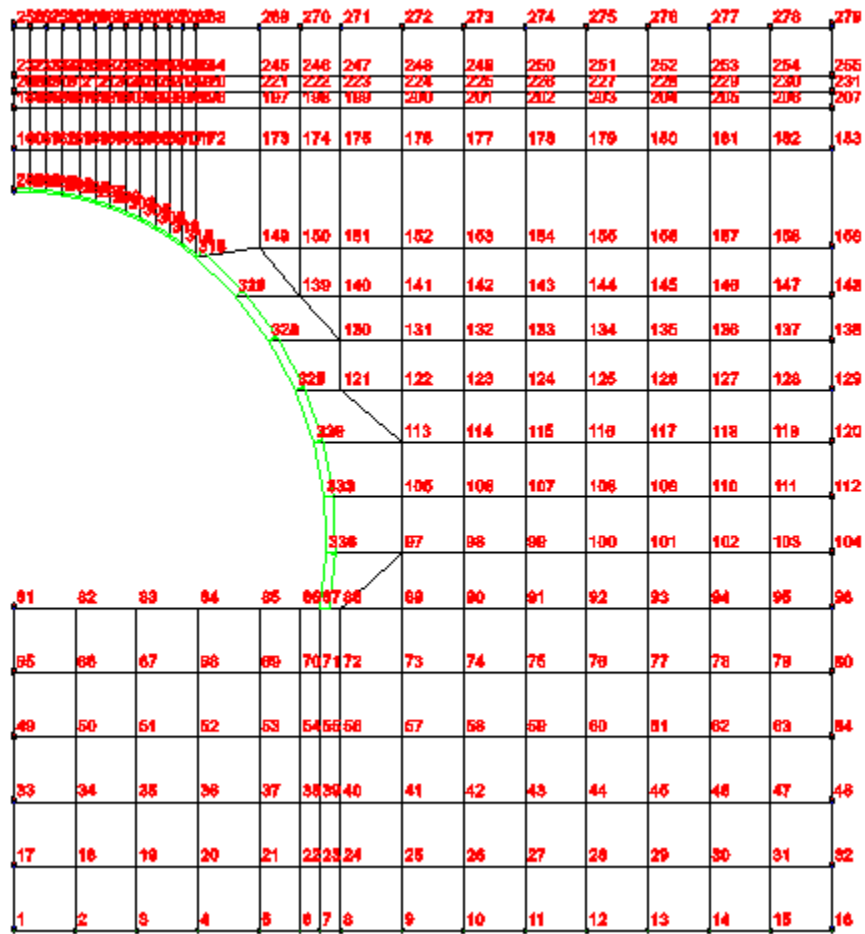


Figura 3.7 Numeración de los nodos definidos en CANDE.

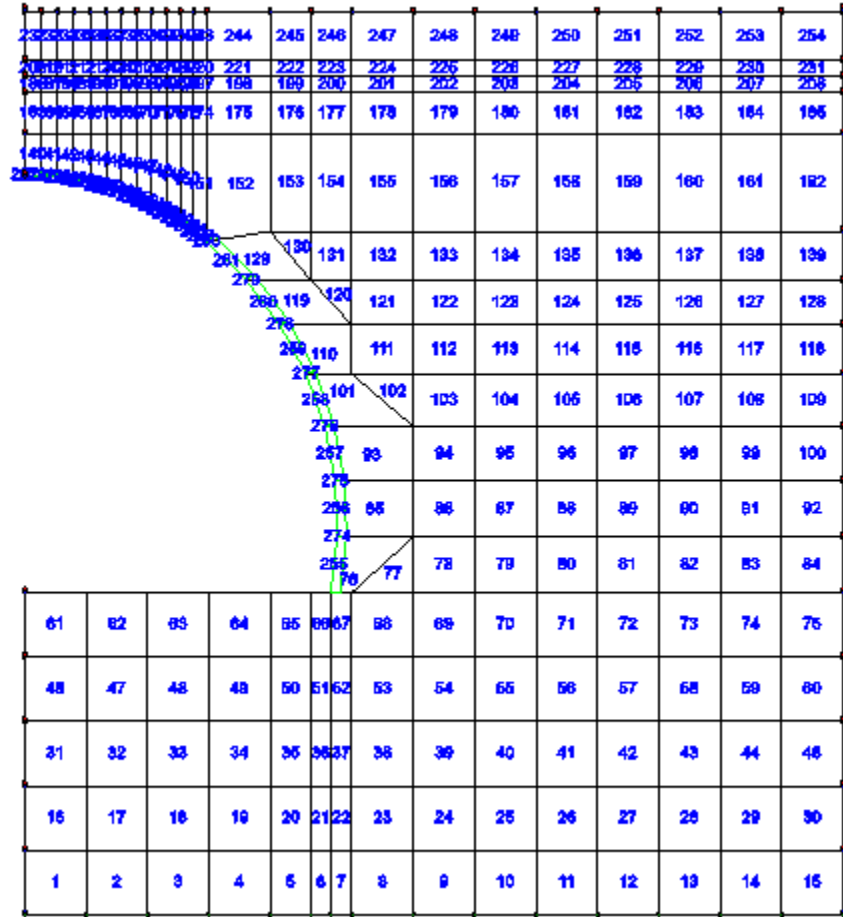


Figura 3.8 Numeración de los nodos definidos en CANDE.

4 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 ETAPA 1: CALIBRACIÓN

A continuación, se muestra los resultados obtenidos en CANDE para la estructura utilizada en la calibración. Los gráficos incluyen los valores obtenidos por el autor, de modo de evaluar la veracidad del modelo realizado.

El modelo en CANDE considera 11 etapas en el proceso constructivo, lo que corresponde a la instalación de las capas de relleno, a los lados y sobre el arco. El suelo in-situ es modelado con un comportamiento lineal-elástico (peso específico de 2800 [kg/m³], módulo de Poisson de 0,3 y módulo de elasticidad igual a 100 [MPa]). El material de relleno corresponde a grava arenosa bien graduada compactada al 95% (SW 95), con un peso específico de 2300 [kg/m³]. Es modelado mediante la teoría de Duncan-Selig, que corresponde a un modelo no lineal con módulo de elasticidad tangente.

4.1.1 Desplazamientos de la estructura

El desplazamiento vertical obtenido en la corona del arco mediante el modelo en CANDE presenta un comportamiento bastante similar al publicado por el autor (ver Figura 4.1 a)). A medida que se coloca el relleno a los lados de la estructura, la corona se desplaza de manera ascendente, alcanzando una altura máxima aproximada de 120 [mm] sobre su posición inicial. Una vez que el suelo de relleno alcanza la parte superior del arco, es decir, una altura de 7 [m] aproximadamente, la corona comienza a descender hasta terminar en su posición mínima, aproximadamente 40 [mm] más abajo de su posición inicial. Este fenómeno se denomina “peaking”.

Las líneas intermitentes en el gráfico corresponden a los valores registrados en terreno (valores máximos, mínimos y promedios). Estas líneas también muestran la ocurrencia del efecto de “peaking”, aunque muestran un ascenso de la corona menor al obtenido en CANDE y por el autor.

La Figura 4.1 b) muestra una contracción a la altura del spring-line durante el proceso constructivo (movimiento hacia dentro del arco). Tanto en el análisis original, realizado por el autor, como en el realizado en CANDE, el desplazamiento horizontal aumenta paulatinamente hasta un valor de, aproximadamente, 20 [mm] una vez que la altura de relleno es de 7 [m]. luego, el arco tiende a abrirse levemente, para finalmente volver a contraerse y terminar con un desplazamiento total cercano a 25 [mm], según CANDE, y de 13 [mm], según el autor.

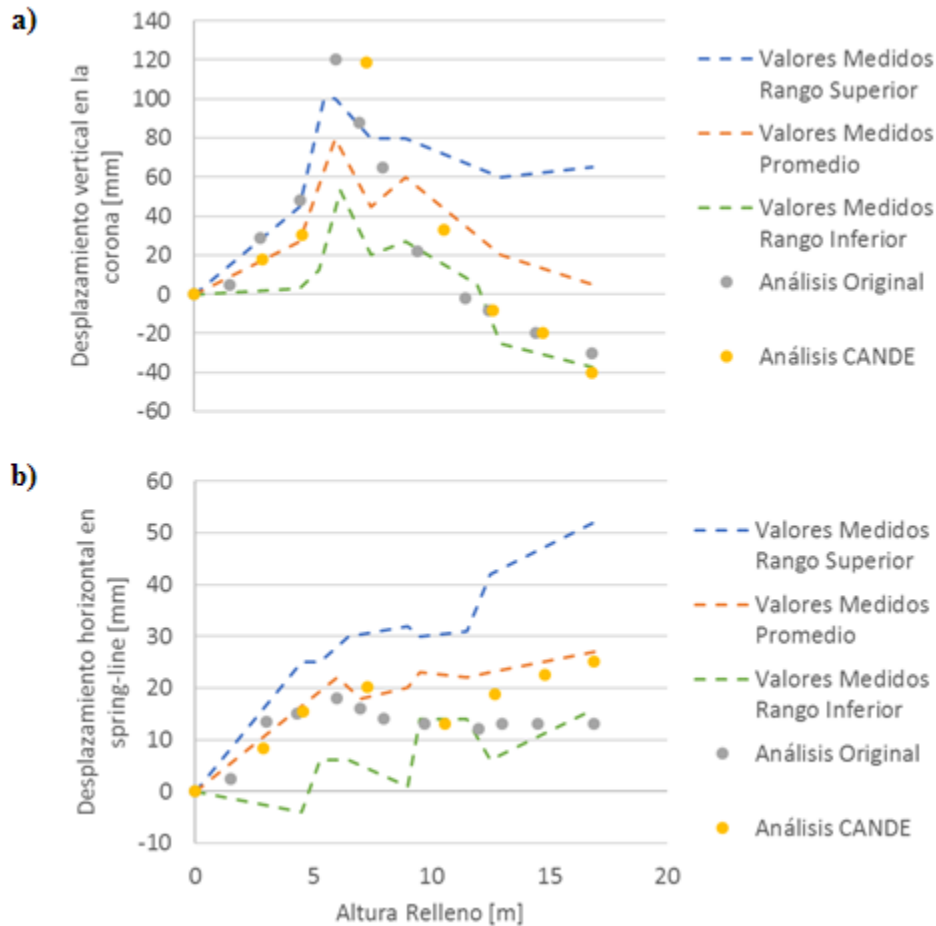


Figura 4.1 Comparación de los valores obtenidos por el autor y los obtenidos en CANDE del desplazamiento vertical en la corona del arco (a)) y del desplazamiento horizontal en el spring-line (b)).

4.1.2 Presiones en el suelo

Se obtienen las presiones vertical y horizontal a 1,2 [m] de la corona del arco durante las etapas de colocación del suelo de relleno. Dichos resultados son comparados con los valores registrados en terreno y los calculados por el autor (ver Figura 4.2 a) y b)). Al comenzar el proceso constructivo, se observa que la presión vertical tiene un valor algo mayor a la presión de la columna de suelo colocada sobre la estructura, pero, una vez que la altura del relleno alcanza los 10,5 [m], la tasa de crecimiento de la presión vertical disminuye, hasta alcanzar un valor máximo en CANDE de 90,39 [kPa] a una altura de 16,9 [m], un 20% mayor a la registrada en terreno una vez terminado el proceso constructivo.

El comportamiento anteriormente descrito supone la ocurrencia de un efecto de arco positivo en el que, al ser el arco menos rígido que el suelo alrededor de él, produce una redistribución de los esfuerzos en el suelo, por lo que el suelo a los lados del arco recibe parte del peso de la columna que

se encuentra sobre el arco. Este efecto de arco se ve influenciado por la disminución en la rigidez del arco a medida que se va cargando la estructura, lo que el autor explica debido al deslizamiento ocurrido en las uniones de las placas.

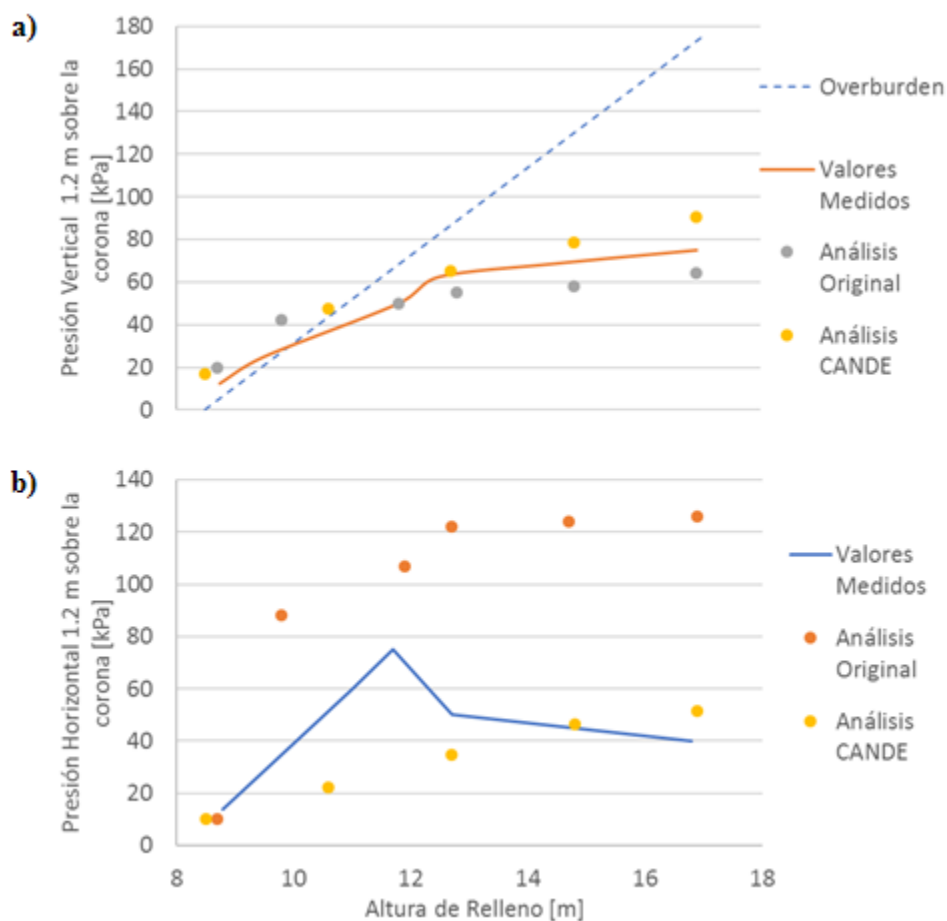


Figura 4.2 Comparación de los valores, obtenidos por el autor y los obtenidos en CANDE, de la presión vertical (a) y horizontal (b) del suelo a 1,2 m sobre la corona del arco, en función de la altura de relleno.

En lo que se refiere a la presión horizontal del suelo, los resultados obtenidos en CANDE presentan el mismo orden de magnitud a los registrados en terreno. El valor máximo en CANDE es igual a 51,54 [kPa], un 30% mayor al registrado en terreno, mientras que el obtenido por el autor es un 300% mayor al registrado en terreno (126 [kPa]).

El efecto de arco se ve también reflejado al analizar la presión vertical a los lados del spring-line durante el proceso constructivo (ver Figura 4.3). Aquí, la presión vertical registrada en los tres casos es mayor a la presión ejercida debido al peso del suelo, lo que demuestra que el suelo a los lados de la estructura soporta parte del peso de la columna de suelo sobre el arco.

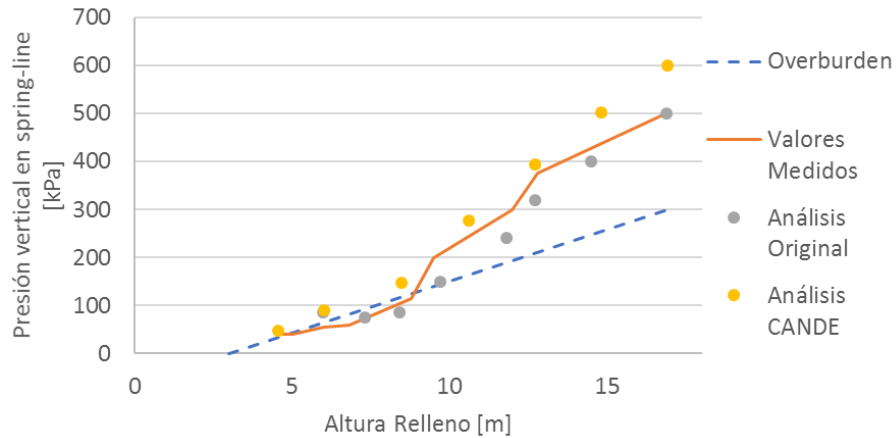


Figura 4.3 Comparación de los valores de la presión vertical del suelo a los lados del spring-line, obtenidos por el autor y en CANDE.

4.1.3 Desplazamiento relativo de la corona respecto al suelo

Corresponde al desplazamiento vertical de la corona del arco, respecto a un punto del suelo de relleno ubicado a 8,7 [m] de la estructura, a la misma altura de la corona. El desplazamiento relativo máximo de la corona obtenido en CANDE es de 59 [mm] y presenta un comportamiento muy similar al obtenido en terreno (ver Figura 4.4), mientras que, en el caso del análisis original, el valor máximo obtenido al final del proceso constructivo es igual a 78 [mm].

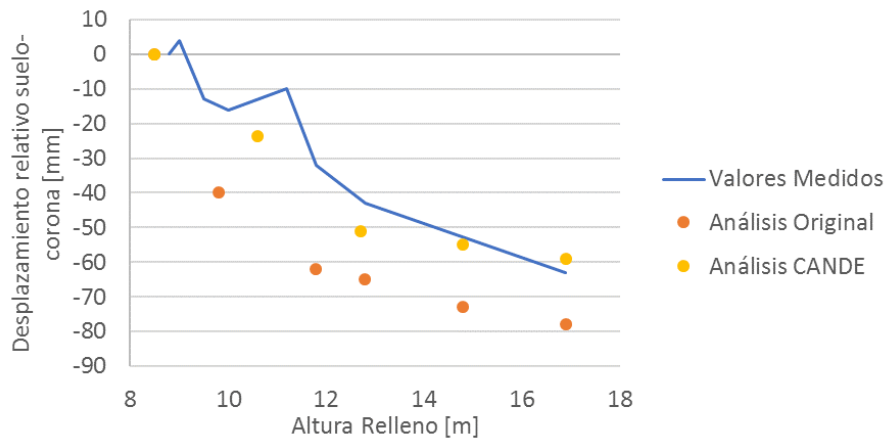


Figura 4.4 Comparación de los valores obtenidos del desplazamiento relativo de la corona del arco, obtenidos por el autor y en CANDE.

Los resultados obtenidos indican la ocurrencia del efecto de arco positivo, tal como se concluyó anteriormente al analizar los esfuerzos producidos en el suelo.

4.1.4 Tipos de suelos de relleno

De modo de comparar el efecto del tipo de relleno en el comportamiento del sistema suelo-estructura, es que se grafica los esfuerzos desarrollados en el suelo, a los lados y sobre el arco, para distintos tipos de suelos y compactaciones. El comportamiento del sistema suelo-estructura con el material de relleno original (SW95) es comparado con los resultados obtenidos por los suelos de relleno detallados en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1 Tipos de suelo considerados en el análisis en CANDE, según modelo Duncan-Selig.

Clasificación CANDE	Descripción General	Compactación Relativa (según T-99)	Clasificación de Grupo AASHTO
SW85	Grava arenosa	85%	A-1
ML95	Arena limosa	95%	A-2
ML85	Arena limosa	85%	
CL95	Limo y arcilla	95%	A-4, A-5, A-6, A-7
CL85	Limo y arcilla	85%	

Los resultados se muestran en la Figura 4.5 y Figura 4.6.

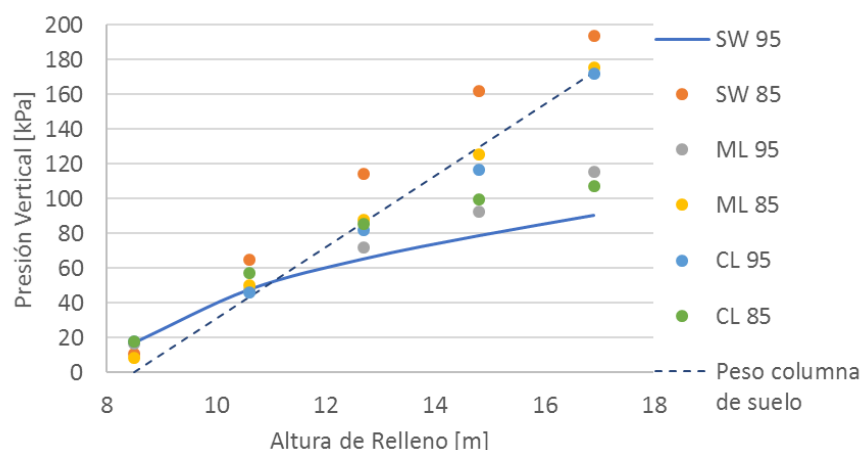


Figura 4.5 Presión vertical del suelo sobre la corona del arco, considerando distintos tipos de suelos.

Con respecto a la presión vertical del suelo sobre la estructura, se observa que los materiales de relleno ML95 y CL85 desarrollan el efecto de arco positivo a medida que se desarrolla el proceso constructivo, por lo que las presiones verticales generadas son menores al peso de la columna de suelo sobre la estructura, tal como ocurre con el modelo original con material SW95. Por otra parte, los esfuerzos registrados para los otros tipos de suelos, correspondientes a SW85, ML85 Y CL95, presentan valores similares a la presión de la columna de suelo sobre la estructura, por lo que no se desarrollaría el efecto de arco en estos casos.

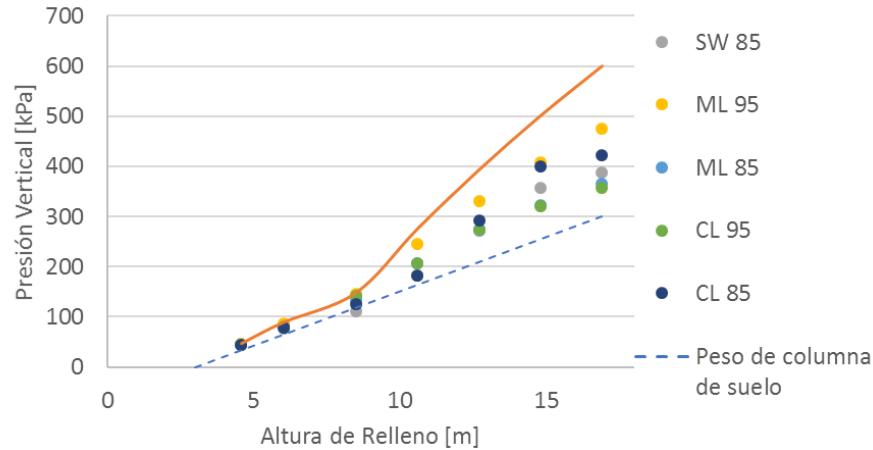


Figura 4.6 Presión vertical del suelo a los lados del spring-line, considerando distintos tipos de suelos.

Los resultados anteriores pueden explicarse debido a que, al disminuir la rigidez del suelo de relleno, la relación entre la rigidez del suelo y la rigidez de la estructura disminuye, lo que provoca la disminución o la ausencia del efecto de arco, por lo que la estructura debe soportar mayor carga que al estar rodeada por suelo con mayor rigidez.

En la Figura 4.6 se muestra el comportamiento registrado de las presiones verticales del suelo a los lados de la estructura durante todo el proceso constructivo, para distintos tipos de suelos. Aquí, se observa que el suelo SW95 presenta un mayor crecimiento en comparación a la presión de la columna de suelo, desde los 8 [m] de altura de relleno. Esto corrobora la teoría del efecto de arco generado en el sistema suelo-estructura comentado anteriormente.

Con respecto a los otros tipos de suelos, la redistribución de esfuerzos observada permite suponer la ocurrencia del efecto de arco en los suelos ML95 y CL85. Por otra parte, los suelos SW85, ML85 y CL95 probablemente no desarrollen el efecto de arco, debido a que se produce una gran redistribución de esfuerzos que lo avale.

4.1.5 Modelos de suelo

El modelo de suelo utilizado en CANDE (Duncan-Selig) es comparado con el modelo lineal elástico (ver Figura 4.7 a) y b) y Figura 4.8). Los resultados muestran que, tanto la presión vertical sobre la corona del arco como a los lados del spring-line, presentan un comportamiento similar al registrado mediante el modelo de Duncan-Selig. En ambos gráficos se verifica la ocurrencia del efecto de arco positivo.

Por otra parte, la presión horizontal desarrollada con el modelo lineal-elástico muestra la misma tendencia que el modelo de Duncan-Selig, pero los valores obtenidos son aproximadamente 2.5 veces mayores a los registrados con dicho modelo.

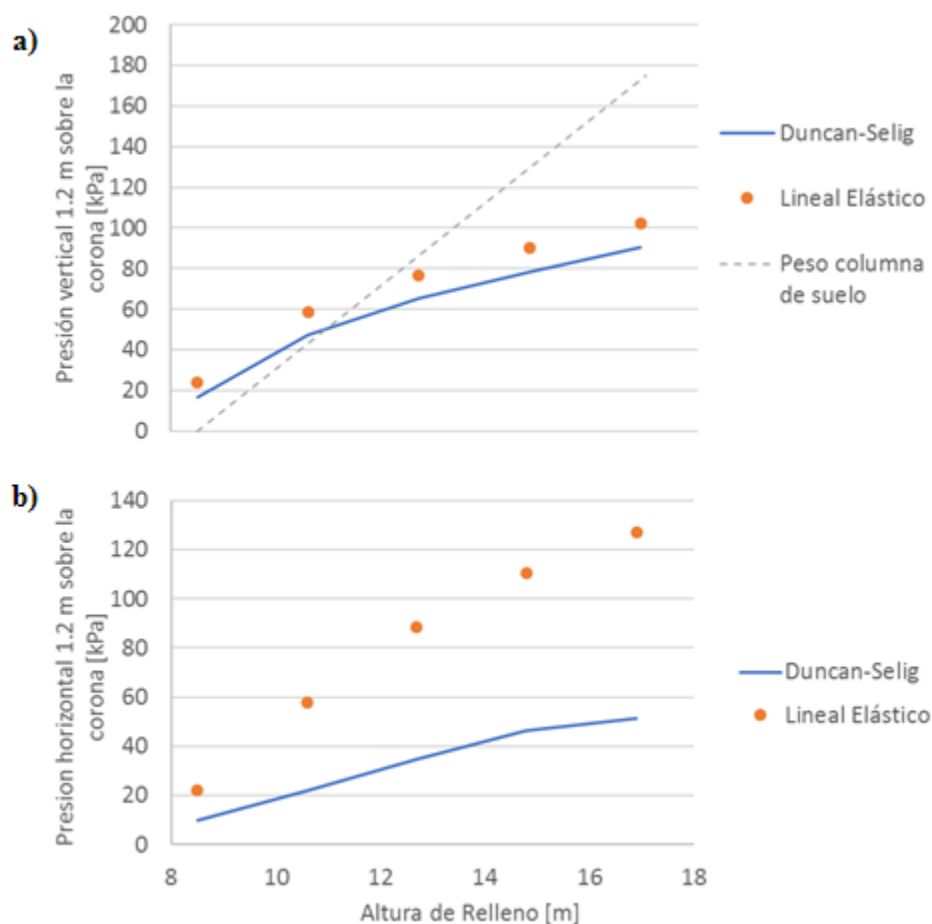


Figura 4.7 Comparación de los valores de la presión vertical (a)) y horizontal (b)) del suelo, 1,2 m sobre la corona del arco, en función de la altura de relleno.

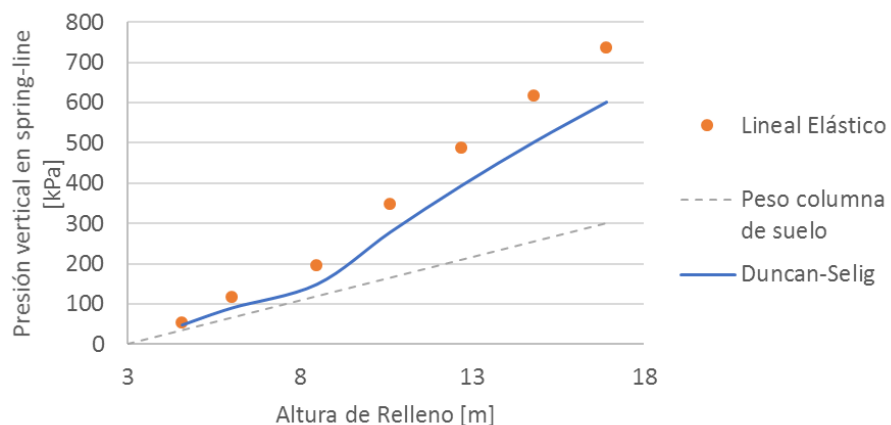


Figura 4.8 Comparación de la presión vertical del suelo a los lados del spring-line.

4.2 ETAPA 2: CASO CODELCO

Se analiza la respuesta del arco de acero corrugado sometido al peso del relleno sobre él, la sobrecarga de nieve y el empuje sísmico. Los parámetros en estudio son las fuerzas internas desarrolladas en el arco, el esfuerzo vertical y horizontal en el suelo de relleno (a los lados y sobre la estructura), y los desplazamientos que las cargas generan en la estructura. Posteriormente, se lleva a cabo un análisis de sensibilidad, en el que se compara la respuesta de la interacción suelo-estructura al variar el tipo y modelo de suelo de relleno considerado en CANDE, además de la cantidad de etapas consideradas en el proceso constructivo. Finalmente, se realiza la verificación del diseño del arco mediante la norma AASHTO.

4.2.1 Respuesta del sistema suelo-estructura

La respuesta del sistema suelo-estructura registrada en este análisis corresponde a las fuerzas internas generadas en el arco (fuerza axial y momento), los esfuerzos en el suelo de relleno (tanto a los lados como sobre el arco), y los desplazamientos verticales y horizontales en el arco. Este análisis incluye el estudio del comportamiento de los distintos elementos que conforman la estructura, durante el proceso constructivo, y una vez que éste ha finalizado.

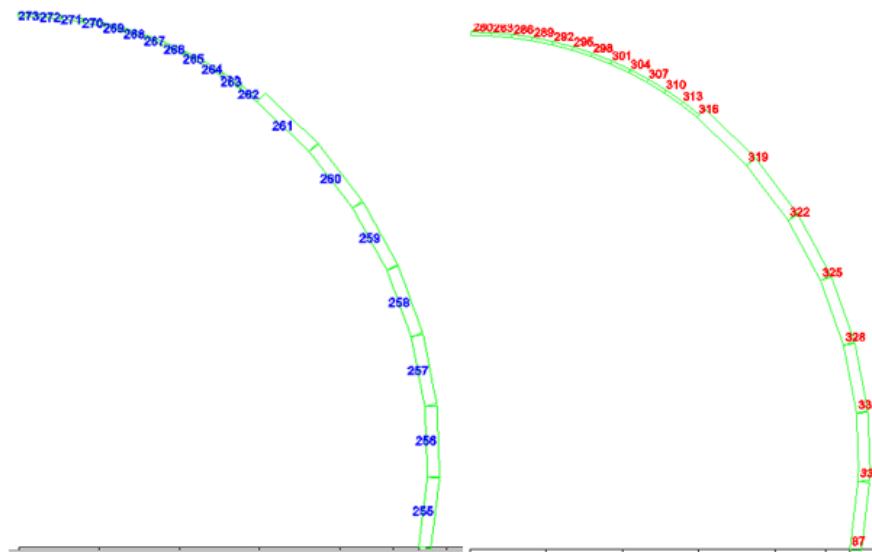


Figura 4.9 Numeración de los elementos del arco, y de los nodos entre éstos.

La Figura 4.9 muestra el detalle de los elementos que conforman el arco y de los nodos entre estos. El arco está dividido en 19 elementos, de los cuales 7 definen el radio lateral del arco (255 a 261), mientras que el resto define el radio superior (262 a 273).

4.2.1.1 Fuerzas internas en el arco

Fuerza axial en los elementos del arco

En la Figura 4.10 se muestra la fuerza axial durante el proceso constructivo, para los elementos laterales y superiores del arco. En ambos gráficos se observa que la fuerza de compresión es casi nula durante la instalación de las primeras capas de relleno, hasta alcanzar los 11 [m], aproximadamente. Luego de esto, comienza a aumentar con un comportamiento casi lineal hasta las 16 [m] para, finalmente, aumentar de manera lineal con menor pendiente hasta alcanzar los 20,5 [m].

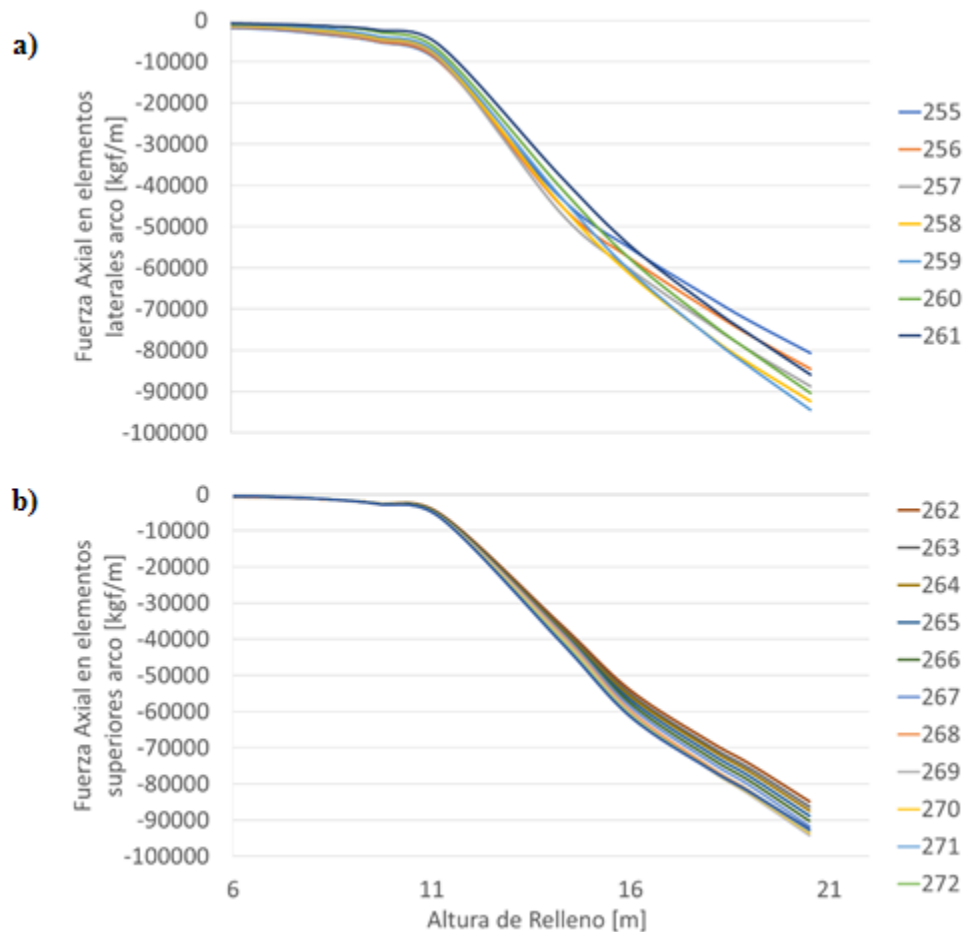


Figura 4.10 Fuerza axial en los elementos del radio lateral (a)) y superior (b)) del arco, en función de la altura de relleno

En la Figura 4.10 a) se observa que el elemento sometido a la menor compresión corresponde al 255, ubicado en el extremo inferior del arco, con una fuerza de compresión igual a 80700 [kgf/m]. Por otra parte, la mayor compresión se desarrolla en el elemento 259, ubicado 7 [m] sobre la base del arco, con un valor de 94400 [kgf/m].

En la Figura 4.10 b) se observa que la menor fuerza de compresión ocurre en el elemento 262 (en la unión con el Radio Lateral del arco), con un valor de 84900 [kgf/m], mientras que la mayor compresión se observa en el elemento 269 (ubicado en el cuarto del Radio Superior del arco), igual a 94300 [kgf/m].

Todos los valores anteriormente mencionados son menores a la fuerza de compresión sobre la estructura debido al peso de la columna de suelo sobre ésta, que es igual a 139539,67 [kgf/m], lo que corresponde una disminución del peso del suelo equivalente al 48%. Esto implica que existe una redistribución de esfuerzos en el suelo, lo que produce que la fuerza aplicada sobre la estructura sea menor al peso bruto de la columna de suelo sobre ésta.

Momento en los elementos del arco

El momento generado en la estructura durante el proceso constructivo, para los elementos laterales y superiores de la estructura se muestran en la Figura 4.11 a) y b). Los elementos ubicados en el radio lateral del arco presentan un momento positivo antes de comenzar el proceso constructivo, debido solo al peso del arco de acero, sin soporte lateral. Por la misma razón, los elementos ubicados en el radio superior del arco presentan un momento negativo antes de comenzar el proceso constructivo.

Se observa que la mayoría de los elementos del arco (tanto los ubicados en el radio superior como en el lateral) desarrollan un valor de momento máximo cuando las capas de relleno alcanzan la corona del arco, es decir, entre los 11 y los 14 [m]. Esto se explica debido a que el arco, en este punto, se encuentra restringido en su desplazamiento lateral por el relleno colocado a los lados de éste. Luego de esto, el momento en los elementos disminuye, hasta que el suelo alcanza su altura máxima.

Este comportamiento recién descrito se encuentra asociado al deslizamiento que ocurre en las uniones de las placas, es decir, de los pernos que unen las placas entre sí. Al comienzo del proceso constructivo, y hasta que el relleno alcanza la corona del arco, las placas no presentan un desplazamiento relativo debido al deslizamiento de los pernos en los agujeros de las uniones. Pero, a medida que aumenta la altura de relleno sobre la corona del arco, estas uniones ceden y comienzan a deslizarse, lo que disminuye el momento generado en los elementos del arco. Situación similar ocurre en el caso de la fuerza de compresión mostrada en la Figura 4.10, donde, luego de superados los 14 [m] de altura de relleno, esta fuerza axial presenta una disminución en su tasa de crecimiento, generado por la disminución en la rigidez del arco debido al deslizamiento en las uniones.

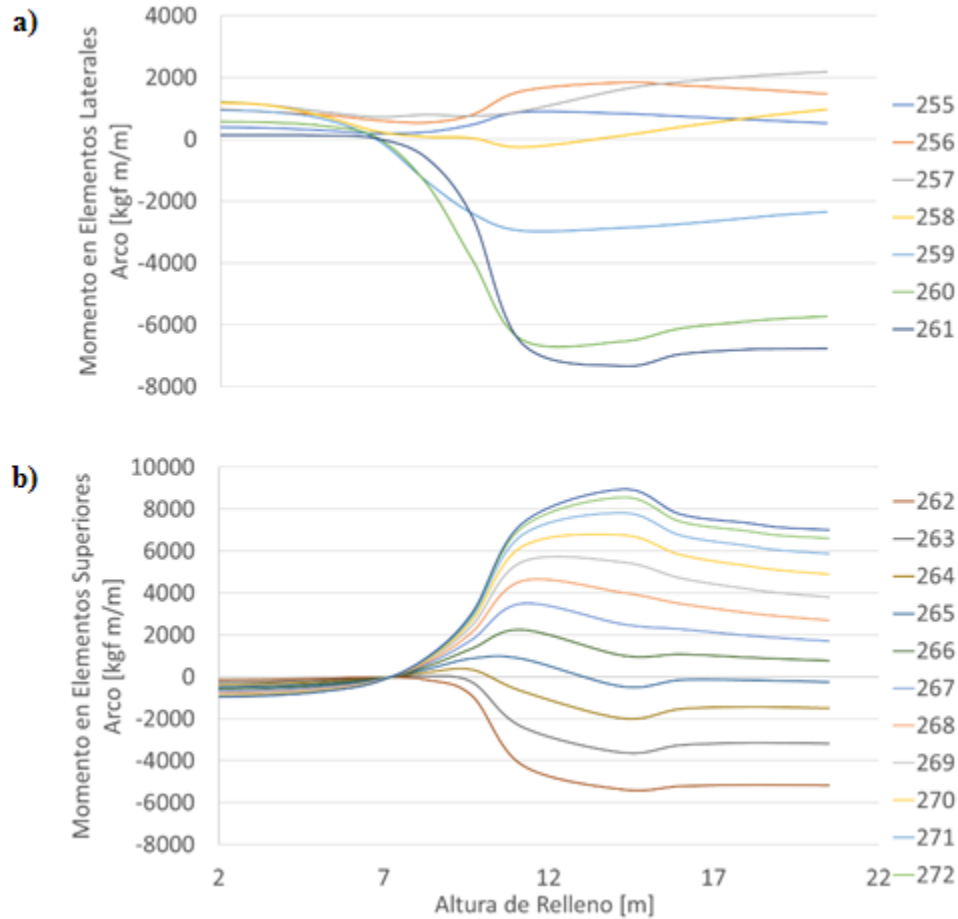


Figura 4.11 Momento en los elementos del radio lateral (a)) y del radio superior (b)) del arco, en función de la altura de relleno.

Fuerza axial y Momento debido a distintas solicitaciones

A continuación, se muestra la respuesta de la estructura sometida a las solicitaciones de peso propio del arco, peso de la columna de suelo sobre el arco, sobrecarga de nieve y empuje sísmico, una vez finalizada la instalación de las capas de relleno. A modo de análisis, se compara la respuesta de la estructura con aceleraciones máximas del suelo de 0,3g, 0,4g y 0,5g.

La Figura 4.12 a) compara la fuerza axial de cada uno de los elementos que conforman el arco, para distintas condiciones de cargas. Aquí, se observa que las compresiones máximas ocurren en el elemento 259 (ubicado en el radio lateral del arco) cuando el arco está sometido sólo a cargas estáticas, mientras que las compresiones máximas se obtienen en los elementos 270 y 271 (ubicados en el radio superior del arco) cuando el arco está sometido también al empuje sísmico del suelo.

Si se compara la compresión obtenida por el arco sometido solo a su peso propio y al peso de la columna de suelo (94400 [kgf/m]) con la compresión teórica generada por la columna de suelo

sobre el arco (139539,67 [kgf/m]), se observa que la compresión obtenida en CANDE es un 32% menor. Este resultado tiene relación con el efecto de arco generado en la estructura, lo que disminuye los esfuerzos generados en el arco.

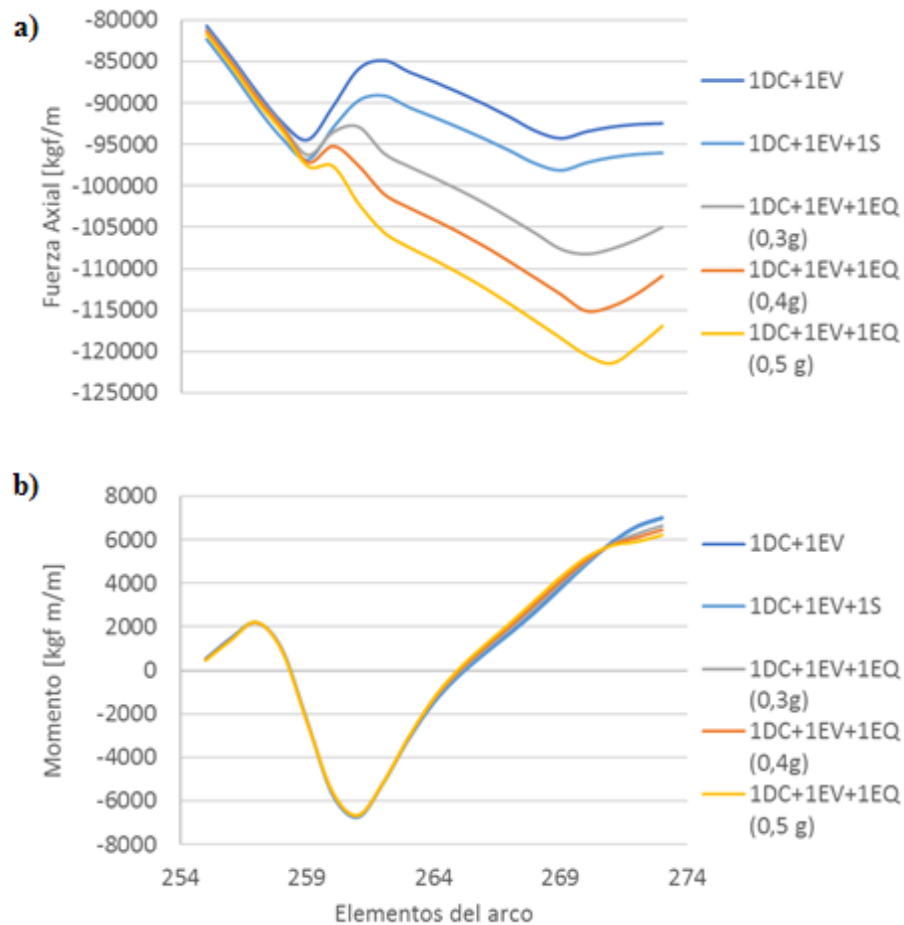


Figura 4.12 a) Fuerza axial en cada uno de los elementos del arco, para distintas condiciones de cargas. b) Momento en cada uno de los elementos del arco, para distintas condiciones de cargas.

En el caso del momento generado en la estructura una vez terminado el proceso constructivo, se observa que presenta los mismos valores para las distintas combinaciones de cargas (ver Figura 4.12 b)). Los momentos de mayor magnitud, en el radio lateral y radio superior del arco, ocurren en los elementos 261 (-6660 [kgf m/m]) y 273 (6990 [kgf m/m]), respectivamente.

4.2.1.2 Esfuerzos del suelo de relleno

Esfuerzos en el suelo circundante al arco corrugado

Se obtienen los esfuerzos generados en el suelo de relleno, a los lados y sobre el arco, y los resultados son comparados con la presión teórica generada por la columna de suelo sobre el punto de medición. Dicha presión teórica se calcula como el peso específico del suelo multiplicado por la altura de relleno, es decir, $P = \gamma \cdot H$.

La presión vertical sobre el arco se muestra en la Figura 4.13 a). Durante el proceso constructivo se observa que, luego de superados los 16 [m] en la altura de relleno (3 [m] sobre la corona de la estructura), la presión sobre la estructura comienza a disminuir su crecimiento, hasta alcanzar una magnitud de 88,32 [kPa]. Este valor es un 43% menor a la presión teórica de la columna de suelo sobre el arco (155 [kPa]). Por otra parte, la presión vertical a los lados de la estructura supera el valor de la presión teórica de la columna de suelo cuando ésta alcanza los 12 [m] de altura, aproximadamente, hasta alcanzar un valor máximo de 560,28 [kPa], un 30% mayor a la presión teórica de la columna de suelo (ver Figura 4.13 b)).

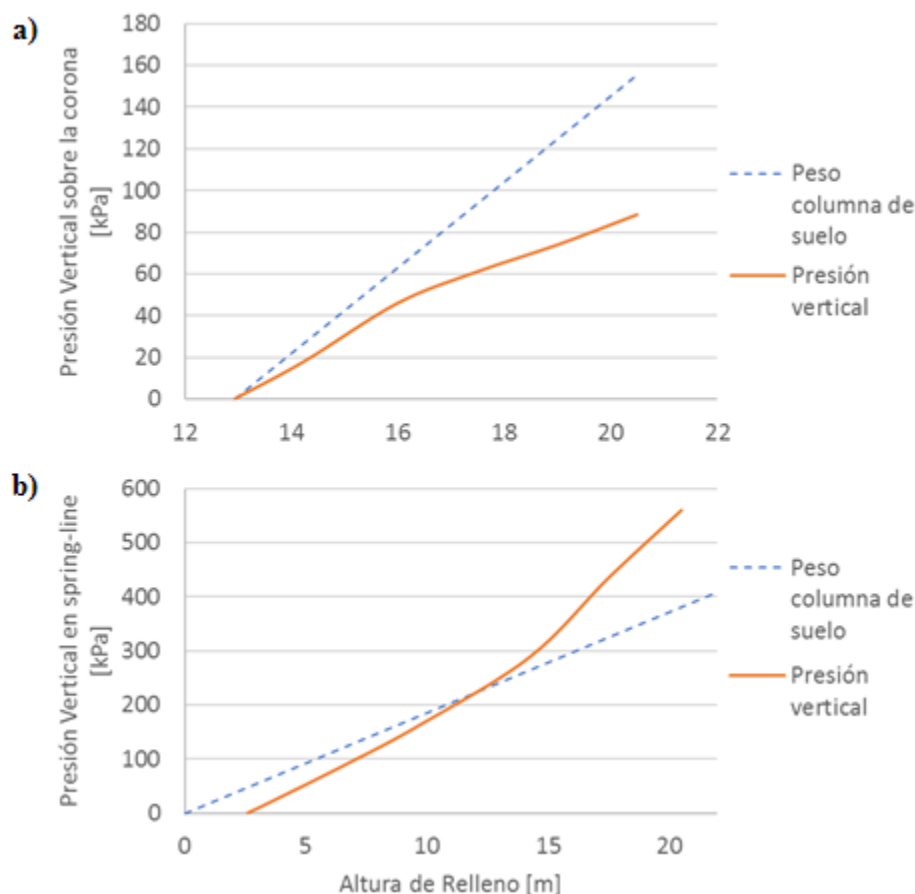


Figura 4.13 Valores de la presión vertical sobre la corona del arco (a)) y de la presión vertical a los lados del spring-line (b)), en función de la altura de relleno.

Los esfuerzos registrados en el suelo alrededor de la estructura suponen la existencia de un efecto de arco positivo, por lo que la presión ejercida por el suelo sobre el arco es menor a la presión teórica del suelo sobre él, y la diferencia entre ambos valores es asumido por el esfuerzo de corte en el suelo.

Influencia del arco en los esfuerzos generados en el suelo de relleno

La influencia que tiene la estructura sobre los esfuerzos en el suelo a los lados de ésta se muestra en la Figura 4.14. La primera registra la presión horizontal generada en el suelo a los lados del spring-line, a medida que aumenta la distancia entre el arco y el punto de medición. Esta presión presenta un leve aumento entre los 2 y 7 [m] de distancia del arco, para luego descender paulatinamente hasta alcanzar un valor constante de 92,46 [kPa], a una distancia de 29 [m] del arco.

Situación similar ocurre con la presión vertical registrada en el suelo, la que comienza con un valor máximo de 449,88 [kPa] en las cercanías del arco, hasta alcanzar un valor mínimo de 310,5 [kPa], a una distancia de 25 [m] del arco. Estos resultados muestran que la influencia del arco enterrado en el suelo circundante afecta a un área con un radio equivalente a 3 veces el radio superior del arco, aproximadamente.

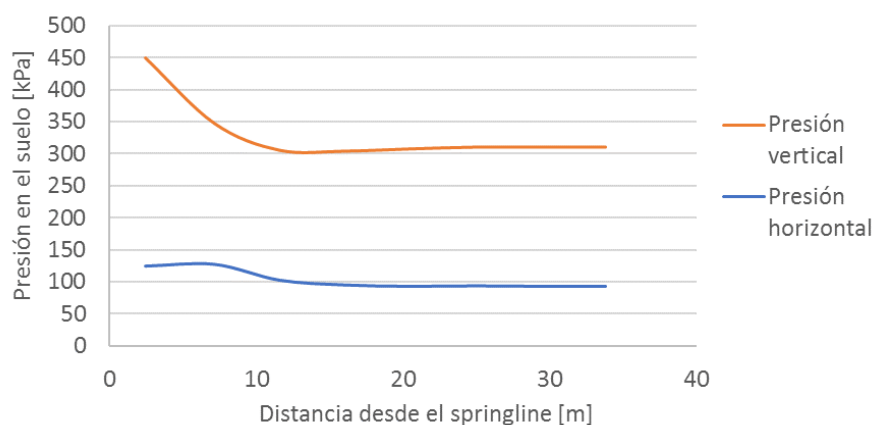


Figura 4.14 Presión vertical y horizontal del suelo, en función de la distancia horizontal hacia el arco.

4.2.1.3 Desplazamientos del arco

Desplazamientos verticales y horizontales en el arco

El desplazamiento vertical de la corona del arco se muestra en la Figura 4.15. Aquí, se observa el efecto de “peaking” durante el proceso constructivo, con un levantamiento de la corona hasta alcanzar los 150 [mm] sobre la posición original a una altura de relleno de 11,2 [m], para luego descender hasta los 72 [mm] bajo la posición original.

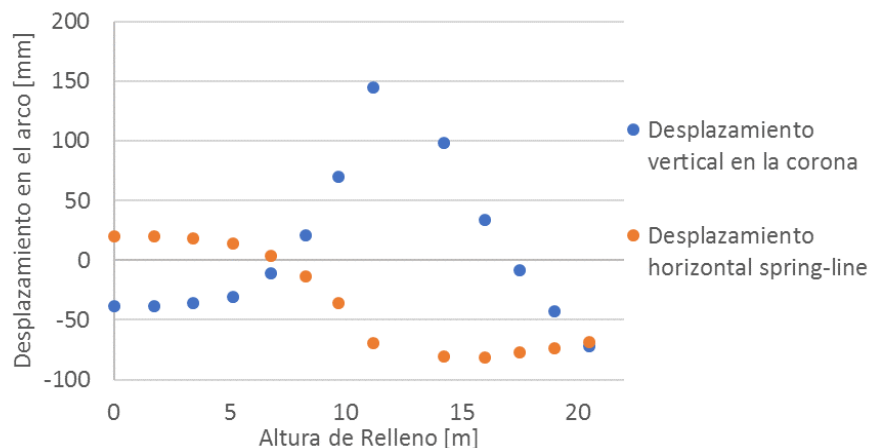


Figura 4.15 Desplazamiento vertical en la corona del arco y desplazamiento horizontal a la altura del spring-line, en función de la altura de relleno.

El desplazamiento horizontal generado en el spring-line comienza con un valor de 20 [mm] hacia afuera de la estructura, previo al proceso constructivo. A medida que aumenta la altura del relleno, este desplazamiento comienza a disminuir hasta generar una retracción a la altura del spring-line igual a 20 [mm] (hacia dentro de la estructura), con una altura de relleno de 11 [m].

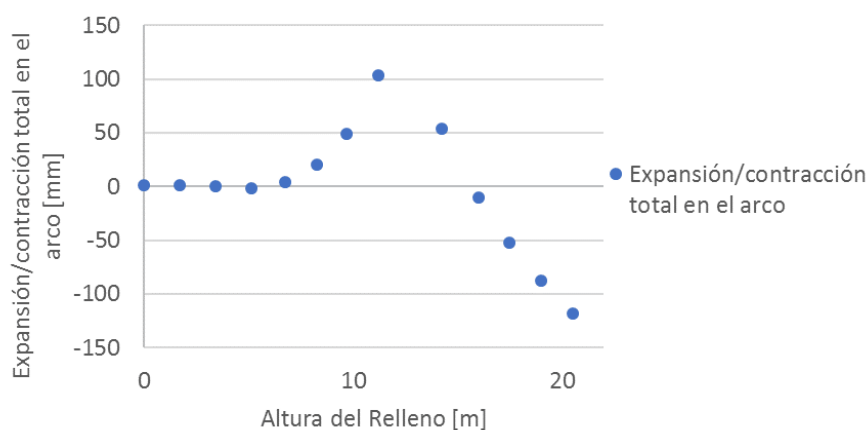


Figura 4.16 Efecto de contracción o expansión total en el arco, sometido al peso del suelo de relleno, en función de la altura de relleno.

Una vez obtenidos los desplazamientos en el arco, es posible obtener la contracción o expansión generada en la estructura durante el proceso constructivo. Esto se muestra en la Figura

4.16. Aquí, se observa que el arco presenta una expansión en su perímetro equivalente a 103 [mm], cuando la altura de relleno se encuentra justo por debajo de la corona del arco, es decir, con un valor a 11 [m]. Una vez terminado el proceso constructivo, el arco presenta una contracción de 118 [mm]. Estas variaciones en el perímetro del arco se deben al desplazamiento que ocurre en las uniones de las placas, lo que quiere decir que una vez que la totalidad del relleno ha sido colocado alrededor del arco, éste disminuye su perímetro en 118 [mm].

El deslizamiento ocurrido en las uniones permite también que la rigidez de la estructura disminuya durante el proceso constructivo, lo que facilita la ocurrencia del efecto de arco positivo.

Influencia del empuje sísmico en el desplazamiento horizontal del arco

La comparación de los desplazamientos horizontales generados en el arco por los empujes sísmicos con aceleraciones de 0,3g, 0,4g y 0,5g, en función de la distancia del arco hasta centro del mismo, se muestra en la Figura 4.17. Aquí, los empujes sísmicos son aplicados como desplazamientos en los nodos del modelo. En el caso del spring-line (ubicado a una distancia de 9,7 [m] del arco) se observa que el desplazamiento total generado por cada una de las aceleraciones máximas del suelo es menor al desplazamiento debido solo a las cargas estáticas. Esto se debe a que el desplazamiento horizontal en el spring-line, luego de terminado el proceso constructivo, tenía un valor de 23 [mm] hacia dentro de la estructura, pero luego de aplicar el empuje sísmico hacia la derecha, este valor disminuyó al ocurrir un desplazamiento hacia afuera en la estructura.

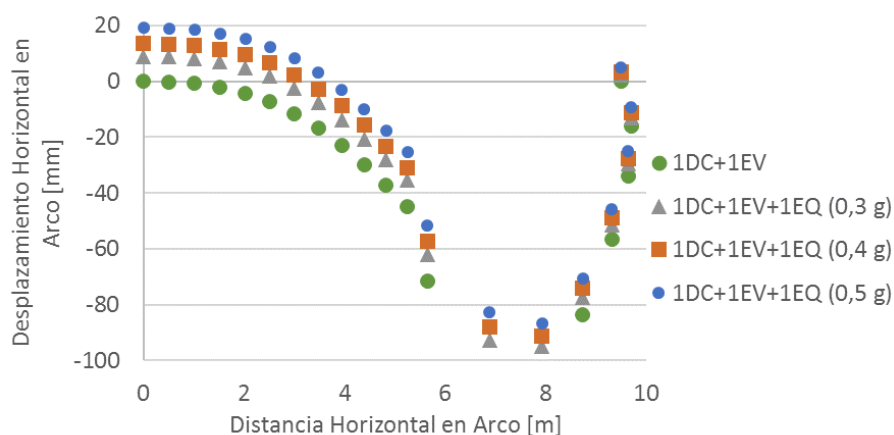


Figura 4.17 Desplazamiento horizontal obtenido en el arco, para distintas condiciones de cargas, en función de la distancia desde centro del arco.

4.2.2 Efecto del tipo de suelo

4.2.2.1 Fuerzas internas en los elementos del arco

A continuación, se compara la respuesta del arco considerando dos tipos de suelo correspondientes a SW95 y ML95 (arena bien graduada y limo arenoso, respectivamente, ambos compactados al 95% de la densidad relativa por T-99). El suelo ML95 no cumple con los requisitos especificados por la norma AASHTO LRFD para ser utilizado en estructuras de grandes dimensiones con corrugación profunda, por lo que este análisis tiene como finalidad comparar el comportamiento de un suelo que cumple la norma con otro que no la cumple, y explicar por qué este último no debe ser utilizado.

La Figura 4.18 a) grafica la fuerza axial en los elementos del arco una vez terminada la instalación de las capas de suelo. Se observa que el suelo ML95 genera compresiones en el suelo considerablemente mayores a las registradas con el suelo SW95, obteniéndose valores que son mayores en un 225%.

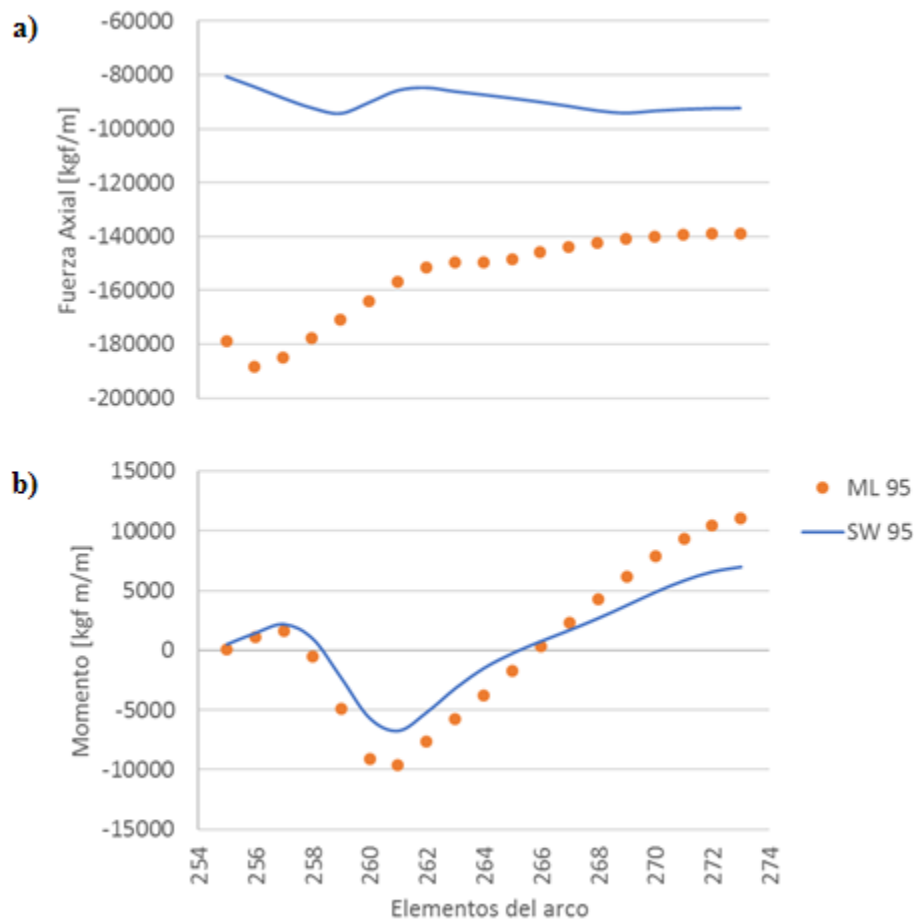


Figura 4.18 Comparación de la fuerza axial (a)) y del momento (b)) obtenidos en los elementos del arco, para los suelos SW95 y ML95.

En ambos casos se consideró un peso específico del suelo de $2100 \text{ [kg/m}^3\text{]}$, por lo que el peso de la columna de suelo sobre el arco, por unidad de longitud, es igual a $139539,74 \text{ [kgf/m]}$. Esto quiere decir que la compresión registrada con el suelo ML95 es mayor al peso del suelo sobre el arco, lo que implica que ocurre un efecto de arco negativo. Este fenómeno se debe a que el suelo alrededor de la estructura es menos rígido que el arco mismo, lo que genera mayores desplazamientos verticales en el suelo a los lados de la estructura, obligando al arco a soportar parte de ese peso mediante las fuerzas de corte del suelo.

Por otra parte, la Figura 4.18 b) muestra la comparación de los momentos obtenidos con ambos tipos de suelos. En este caso, a pesar que las diferencias no son tan grandes como en el caso de la fuerza axial, el suelo ML95 presenta “peaks” mayores a los registrados con el suelo SW95, en los elementos 261 y 273, con diferencias cercanas al 50%.

4.2.2.2 Esfuerzos del suelo de relleno

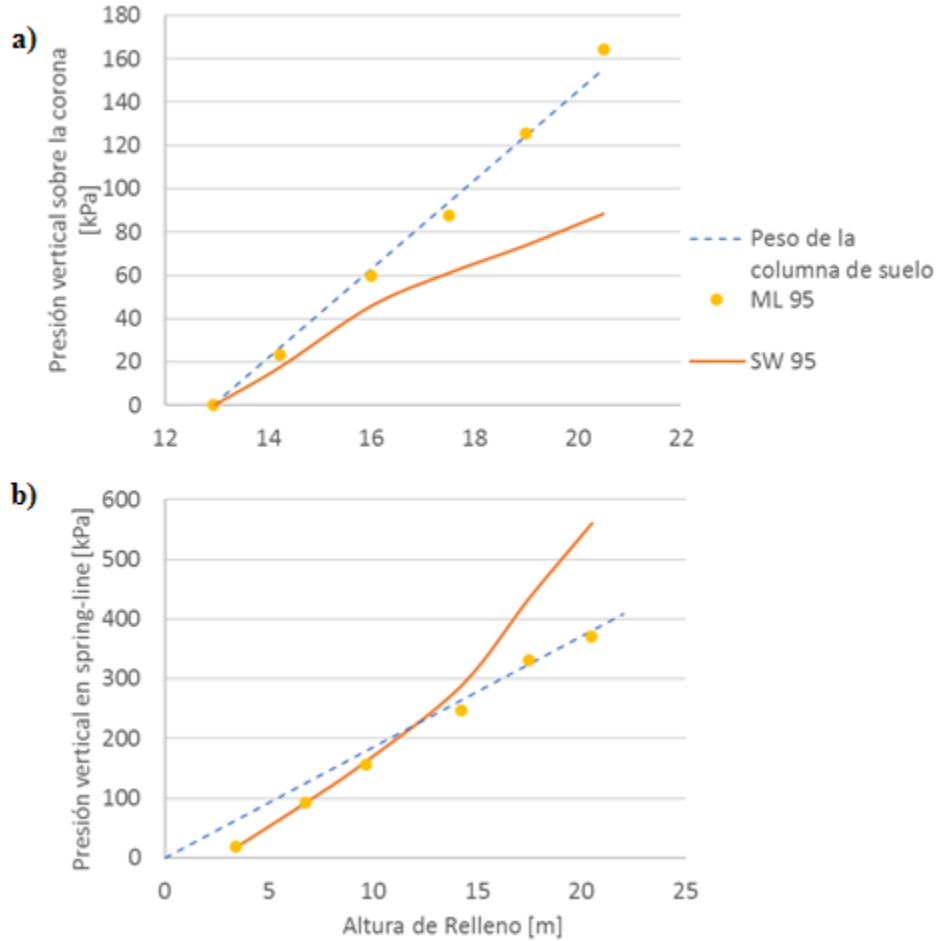


Figura 4.19 Comparación de los valores de las presiones verticales sobre la corona del arco (a)) y a los lados del spring-line (b)) en función de la altura de relleno, para los suelos SW95 y ML95.

La Figura 4.19 a) y b) compara los resultados obtenidos de los esfuerzos en el suelo, para los suelos SW95 y ML95. Tanto la presión vertical en la corona del arco como la presión vertical a los lados de la estructura, obtenidas con el suelo ML95, coinciden con los valores de la presión producida por la columna de suelo, lo que implica que no existe una redistribución de los esfuerzos en el suelo y, por ende, no se desarrolla el efecto de arco positivo en el relleno. Este comportamiento presentado por el sistema suelo-estructura no favorece el diseño de las estructuras enterradas, ya que se pretende que el efecto de arco disminuya los esfuerzos desarrollados en la estructura, lo que no ocurre en este caso.

4.2.2.3 Desplazamiento vertical y horizontal en el arco

Finalmente, al comparar los desplazamientos desarrollados en la estructura para los tipos de suelo SW95 y ML95, se observa que ambos suelos generan el mismo desplazamiento vertical en la corona del arco, desde el comienzo del proceso constructivo hasta que el relleno alcanza los 11 [m] de altura, aproximadamente (ver Figura 4.20 a)). Luego, una vez que el relleno supera la altura de la corona del arco, el suelo ML95 genera un descenso en la corona menor al generado por el suelo ML95.

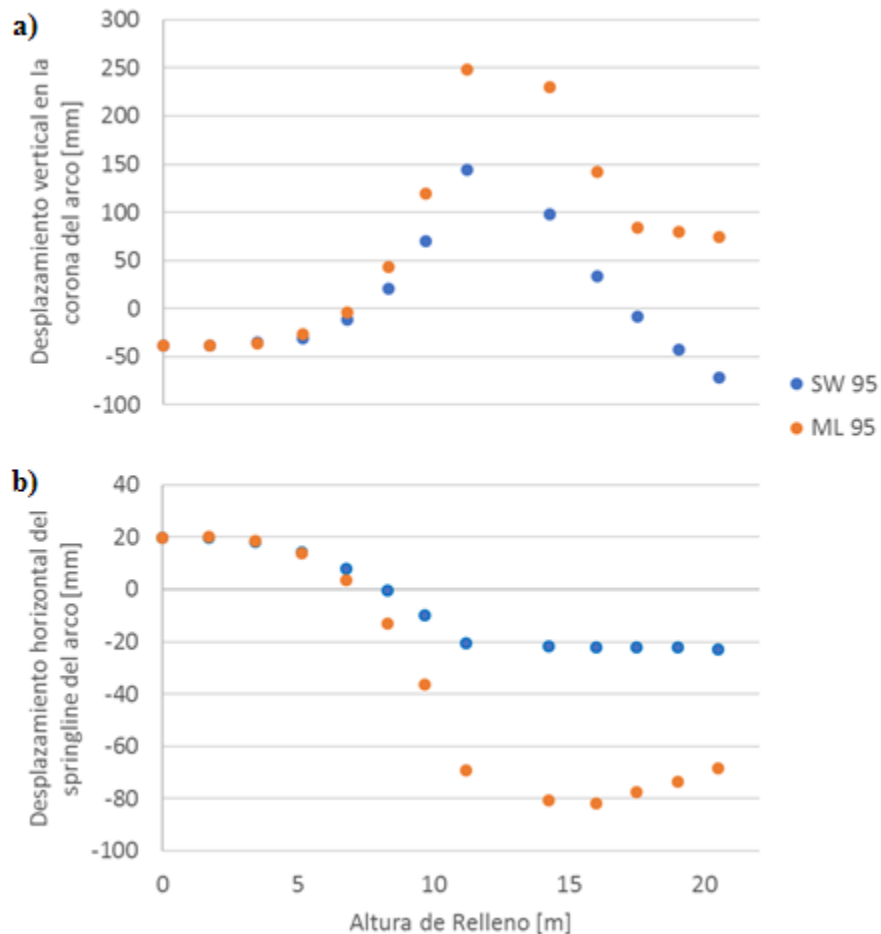


Figura 4.20 Comparación de los desplazamientos vertical sobre la corona del arco (a)), y horizontal a la altura del spring-line (b)), en función de la altura de relleno, para los suelos SW95 y ML95.

Con respecto al desplazamiento horizontal, la Figura 4.20 b) muestra que ambos suelos presentan un comportamiento similar, pero, en este caso, esto solo ocurre hasta que el relleno alcanza, aproximadamente, los 7 [m] de altura. Luego de esto, la contracción generada en la estructura rodeada del suelo ML95 es 3 veces mayor a la registrada con el suelo SW95.

Al analizar los desplazamientos generados en la estructura debido al suelo ML95, se observa que, una vez que el relleno alcanza la altura de la corona del arco, éste presenta una expansión equivalente a 10 [mm]. Al continuar el proceso constructivo, la estructura comienza a contraerse, hasta alcanzar una contracción máxima de 208 [mm]. Este valor es un 76% mayor al obtenido para el suelo SW95, lo que corrobora que el suelo ML95 no aporta de gran manera al sistema suelo-estructura, por lo que el arco debe soportar una mayor carga sobre sí, lo que provoca gran compresión en él.

4.2.3 Efecto del modelo de suelo

4.2.3.1 Fuerzas internas en el arco

Se compara la fuerza axial y el momento obtenidos considerando los modelos de Duncan-Selig y Lineal-elástico. La Figura 4.21 a) muestra una comparación de la fuerza axial generada en la estructura debido al peso de la columna de suelo sobre el arco, mientras que la Figura 4.21 b), Figura 4.21 c) y Figura 4.21 d) consideran también el empuje sísmico generado en el suelo con las tres aceleraciones máximas. En los cuatro casos analizados el modelo de Duncan-Selig genera fuerzas de compresión mayores a las observadas del modelo lineal-elástico. La diferencia más significativa se obtiene al considerar solo el peso propio del suelo, donde el modelo de Duncan-Selig registra compresiones que son un 200% más grandes.

La Figura 4.21 a), Figura 4.21 b), Figura 4.21 c) y Figura 4.21 d) muestran los momentos generados en la estructura debido a los dos modelos de suelo. El modelo lineal-elástico genera momentos considerablemente menores a los registrados con el modelo de Duncan-Selig, los cuales presentan, incluso, diferencias de algunos ordenes de magnitud.

Para todos los casos analizados, el modelo lineal-elástico del suelo genera fuerzas internas en el arco que son considerablemente menores en comparación al modelo de Duncan-Selig, con compresiones en el arco menores al 50% del peso de la columna de suelo, por unidad de longitud.

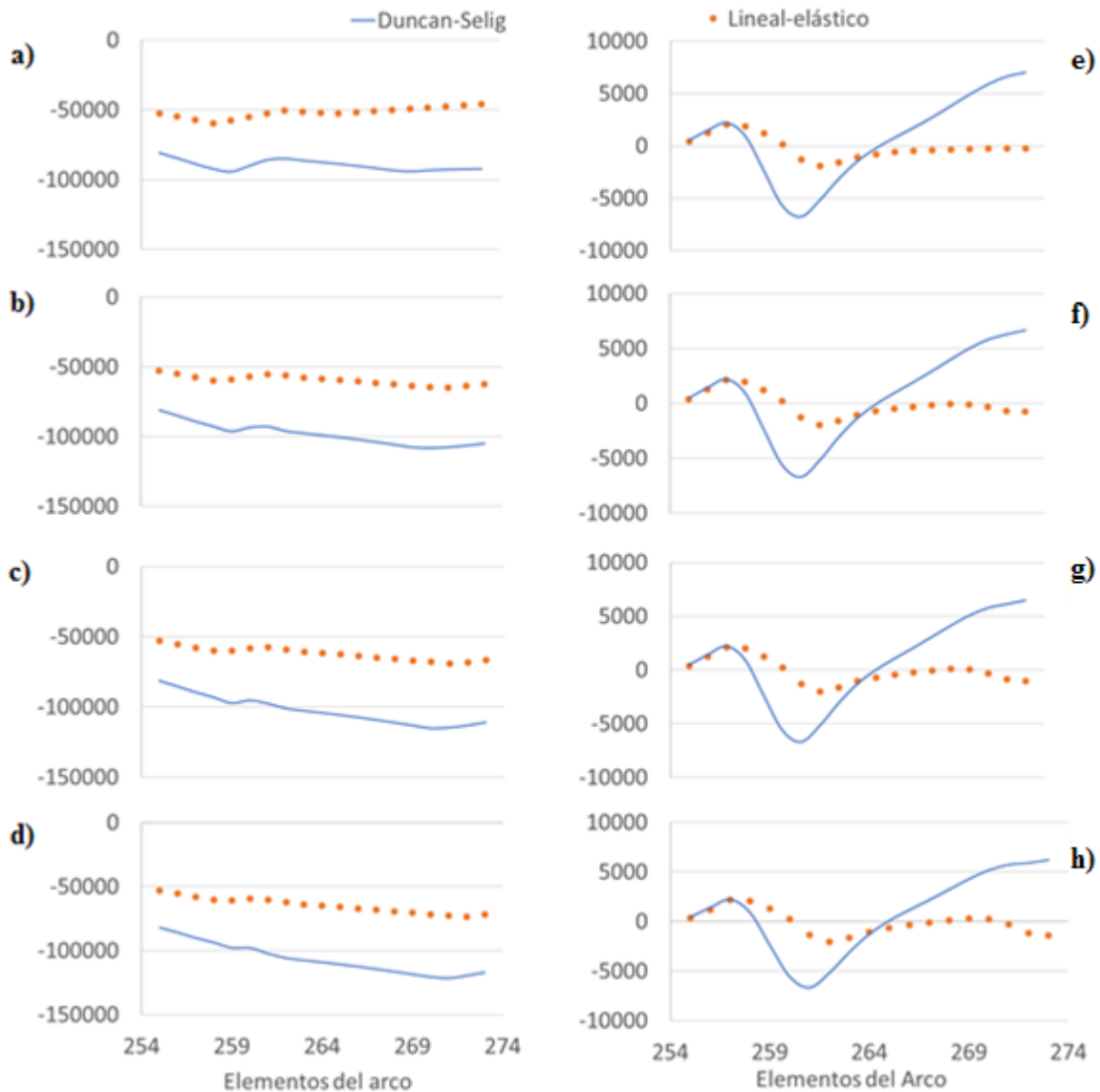


Figura 4.21 Comparación de los valores de la fuerza axial en los elementos del arco, sometido a carga de: a) Peso del suelo de relleno, b) Peso de relleno + empuje sísmico con $a_0=0,3g$, c) Peso de relleno + empuje sísmico con $a_0=0,4g$ y d) Peso de relleno + empuje sísmico con $a_0=0,5g$; Comparación de los valores del momento en los elementos del arco, sometido a carga de: e) Peso del suelo de relleno, f) Peso de relleno + empuje sísmico con $a_0=0,3g$, g) Peso de relleno + empuje sísmico con $a_0=0,4g$ y h) Peso de relleno + empuje sísmico con $a_0=0,5g$.

4.2.3.2 Esfuerzos del suelo de relleno

La Figura 4.22 a) y b) muestra la comparación de los esfuerzos verticales del suelo sobre la estructura y a los lados de ésta, en función de la altura del relleno. El esfuerzo del suelo sobre el arco, utilizando el modelo Lineal-elástico, es cercano a la mitad del esfuerzo obtenido con el modelo de

Duncan-Selig. Ambos registros son menores a la presión ejercida por el peso de la columna de suelo, lo que sugiere la ocurrencia del efecto de arco positivo en la estructura con ambos modelos.

Los resultados obtenidos de la presión vertical del suelo a los lados de la estructura son bastante similares para ambos modelos del suelo analizados. El esfuerzo obtenido con el modelo lineal-elástico es levemente mayor al obtenido con el modelo Duncan-Selig, lo que, sumado a los resultados obtenidos de los esfuerzos verticales del suelo sobre la estructura, muestran que el efecto de arco genera mayor redistribución de los esfuerzos del suelo al modelarlo de manera lineal-elástica.

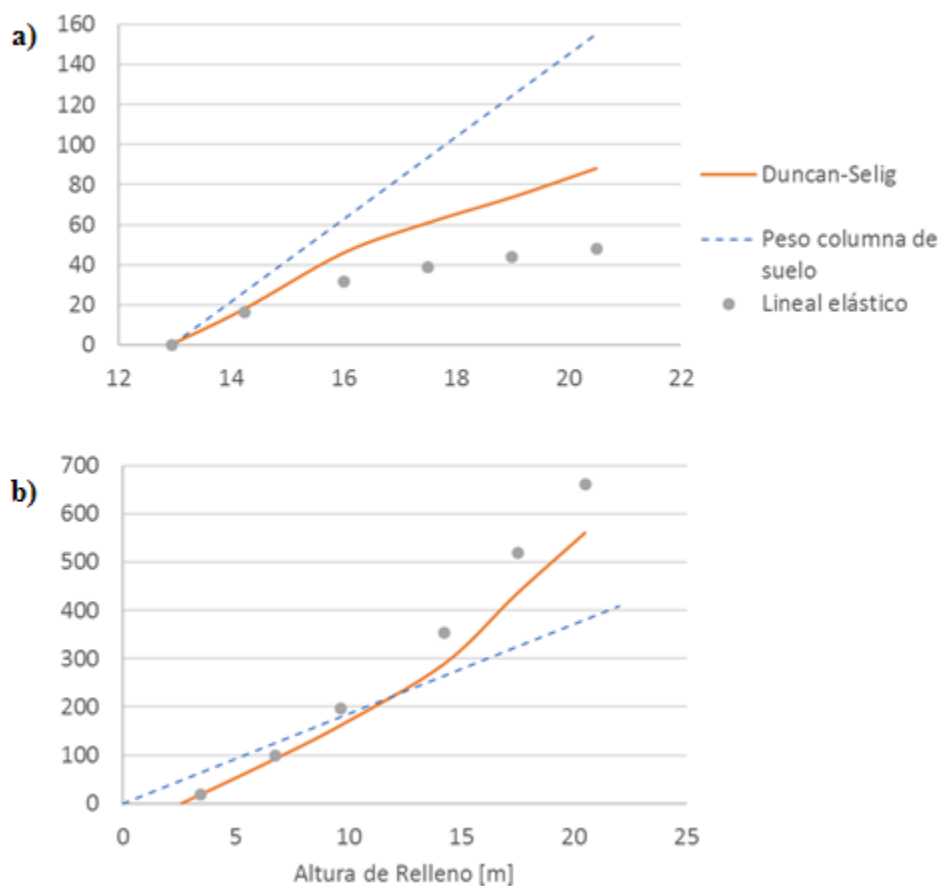


Figura 4.22 Comparación de los valores de las presiones verticales del suelo, a) Sobre la corona del arco, y b) A los lados del spring-line, para los modelos de Duncan-Selig y Lineal-elástico, en función de la altura de relleno.

4.2.3.3 Desplazamientos del arco

Comparación del desplazamiento vertical y horizontal con modelo lineal-elástico

La Figura 4.23 a) muestra los desplazamientos verticales en la corona del arco. Se observa que el comportamiento de la estructura obtenido para ambos modelos es similar, donde ocurre el

efecto de “peaking” a una altura de relleno de 11 [m], para luego disminuir paulatinamente y terminar en su valor mínimo. El desplazamiento total obtenido para la corona del arco es igual a 84,84 [mm] con el modelo lineal-elástico, mientras que este valor se eleva a 216,15 [mm] con el modelo de Duncan-Selig, lo que implica una diferencia de un 250% entre ambos.

Caso similar ocurre con el desplazamiento horizontal a la altura del spring-line (ver Figura 4.23 b)), donde el desplazamiento total obtenido con el modelo de Duncan-Selig es 19 veces mayor al obtenido con el modelo lineal-elástico. En ambos modelos, el arco comienza el proceso constructivo con un desplazamiento horizontal de 20 [mm] hacia afuera de éste (expansión), el cual disminuye paulatinamente hasta que el relleno alcanza los 11 [m] de altura.

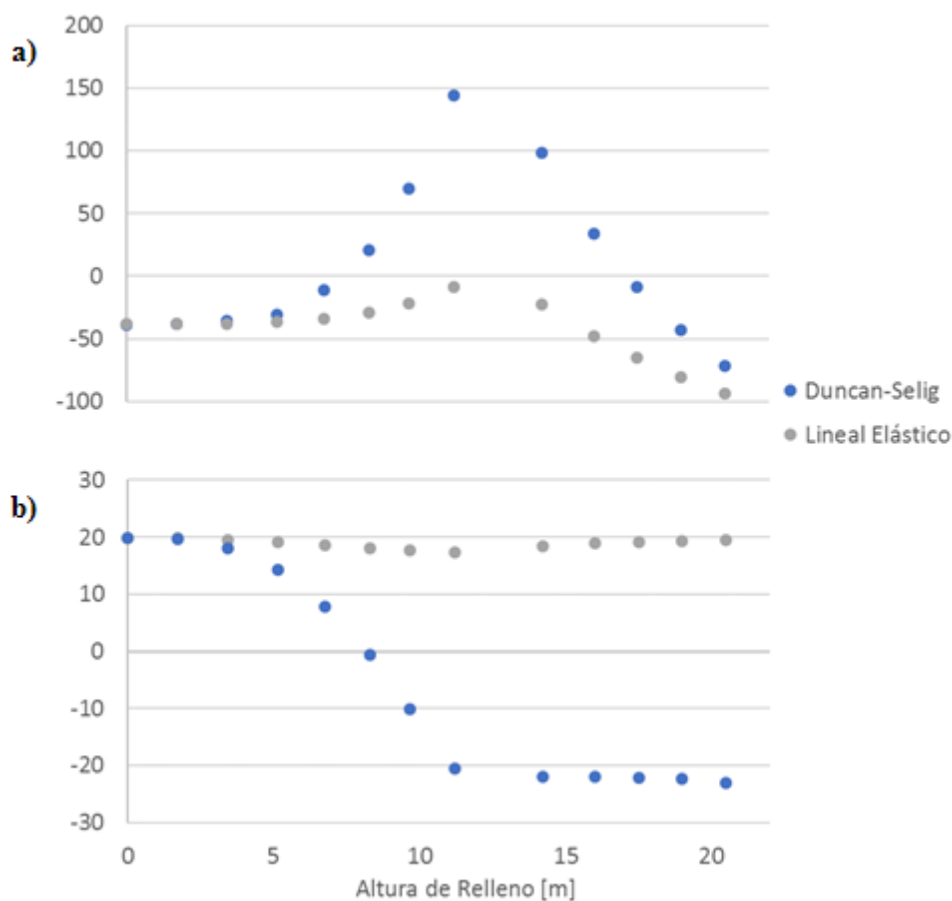


Figura 4.23 Comparación de los desplazamientos a) Vertical en la corona del arco, y b) Horizontal a la altura del spring-line, para los modelos de Duncan-Selig y Lineal-elástico, en función de la altura de relleno.

Desplazamiento horizontal debido a empuje sísmico

A continuación, se compara la respuesta de la estructura al ser sometida a los distintos empujes sísmicos, en función de la distancia horizontal del arco hasta su centro (ver Figura 4.24 a), b) c) y d)). En todos los gráficos se observa que el desplazamiento horizontal obtenido con el modelo

lineal-elástico difiere en la dirección y en la magnitud en comparación al modelo de Duncan-Selig. La diferencia en relación al sentido del desplazamiento se debe a que al modelar el suelo de manera lineal-elástica, el arco solo desarrolla movimientos laterales expansivos, durante todo el proceso constructivo (es decir, aumenta el radio lateral del arco). Esto implica que, al aplicar los empujes sísmicos en la misma dirección del desplazamiento lateral, se generan desplazamientos horizontales un 40% mayores a los obtenidos luego de terminado el proceso constructivo.

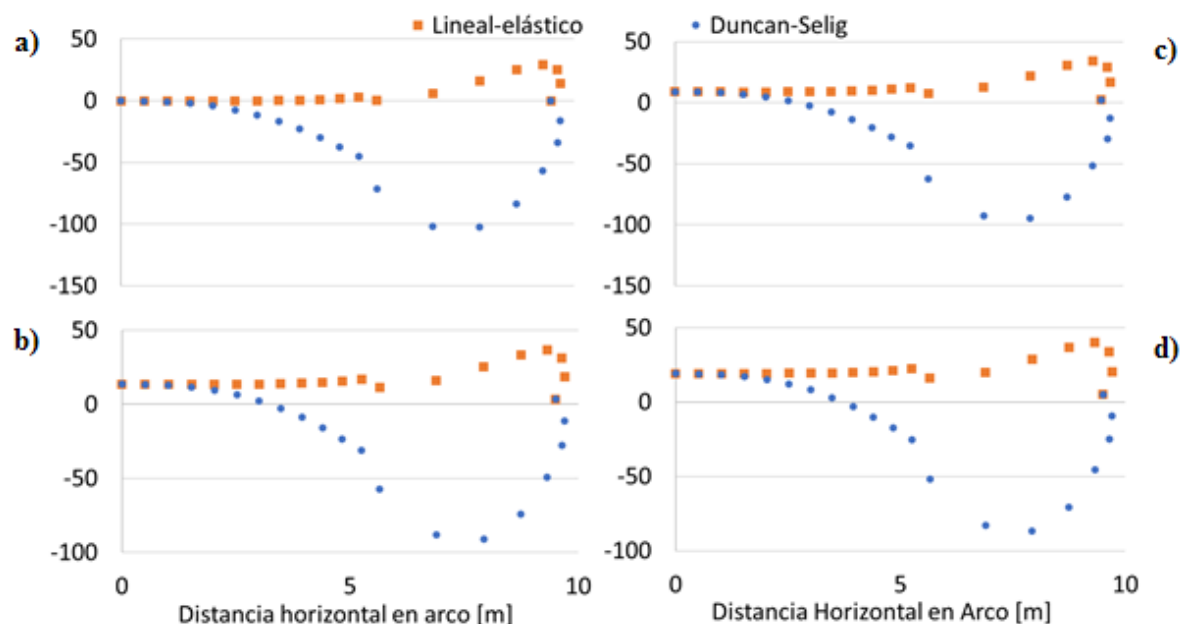


Figura 4.24 Comparación del desplazamiento horizontal del arco, sometido a: a) Peso del suelo de relleno, b) Peso del suelo de relleno y el empuje sísmico con $a_0 = 0,3g$, c) Peso del suelo de relleno y el empuje sísmico $a_0 = 0,4g$, y d) Peso del suelo de relleno y el empuje sísmico con $a_0 = 0,5g$.

El modelo de Duncan-Selig genera desplazamientos de contracción que son cerca de 3 veces mayores a los desplazamientos de expansión obtenidos con el modelo lineal-elástico. Los desplazamientos horizontales de la estructura debido a los empujes sísmicos son menores a los registrados solo considerando el proceso constructivo, lo que se debe a que los empujes fueron colocados hacia la derecha, lo que disminuyó la compresión ocurrida en la estructura debido sólo al peso del suelo.

4.2.4 Efecto del modelo constructivo y cargas monolíticas

Estos gráficos tienen por finalidad evaluar la respuesta de la estructura al reducir la precisión definida del proceso constructivo, es decir, al reducir las etapas de instalación de las capas de suelo. Este análisis pretende demostrar la importancia de la correcta modelación del proceso constructivo, con el fin de estimar el comportamiento y el desempeño de la estructura durante las etapas de relleno.

A continuación, se muestra la respuesta de tres elementos del arco sometido al peso de la columna de suelo sobre éste. Los elementos analizados corresponden al 256, 260 y 273 (ver Figura 4.25). Estos gráficos comparan la fuerza axial y el momento generados mediante dos procesos constructivos: el primero considera 7 etapas constructivas, y el segundo considera 13.

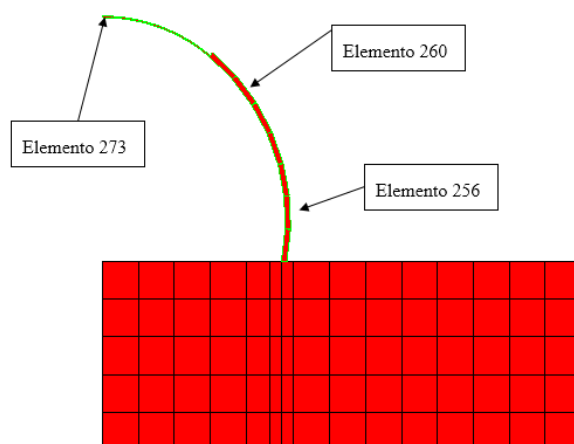


Figura 4.25 Elementos del arco considerados en el análisis de la influencia del número de etapas del proceso constructivo.

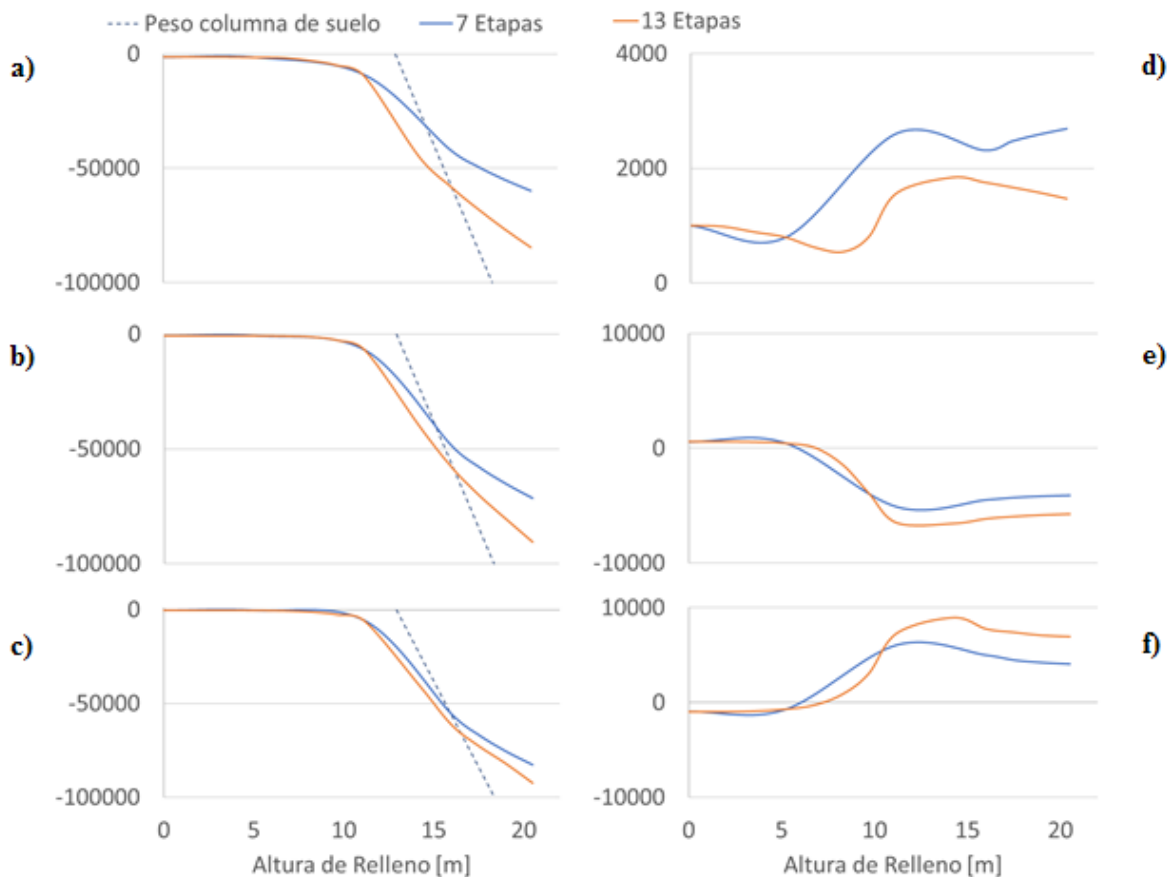


Figura 4.26 Comparación de la fuerza axial en función de la altura de relleno para procesos constructivos de 7 y 13 etapas, de: a) Elemento 256, b) 260 y c) 273; Comparación del momento en función de la altura de relleno para procesos constructivos de 7 y 13 etapas, de: d) Elemento 256, e) 260 y f) 273.

El proceso constructivo que considera 7 etapas genera fuerzas internas menores a las obtenidas con un proceso de 13 etapas, excepto para el caso del momento en el elemento 256. Estos resultados reflejan que, al aumentar la cantidad de etapas en el modelo realizado en CANDE, los resultados son mayores y, probablemente más cercanos a los que se obtendrían en terreno. Esto se explica debido a que, al considerar menor etapas constructivas, la estructura presenta un comportamiento más monolítico, donde no se refleja adecuadamente los cambios que se van experimentando en la respuesta del arco, entre una etapa y la siguiente.

4.2.5 Diseño del arco según norma AASHTO LRFD

4.2.5.1 Fuerzas internas en el arco

Las fuerzas internas generadas en la estructura (fuerza axial y momento), debido a las combinaciones de cargas especificadas en la norma AASHTO LRFD, se muestran a continuación:

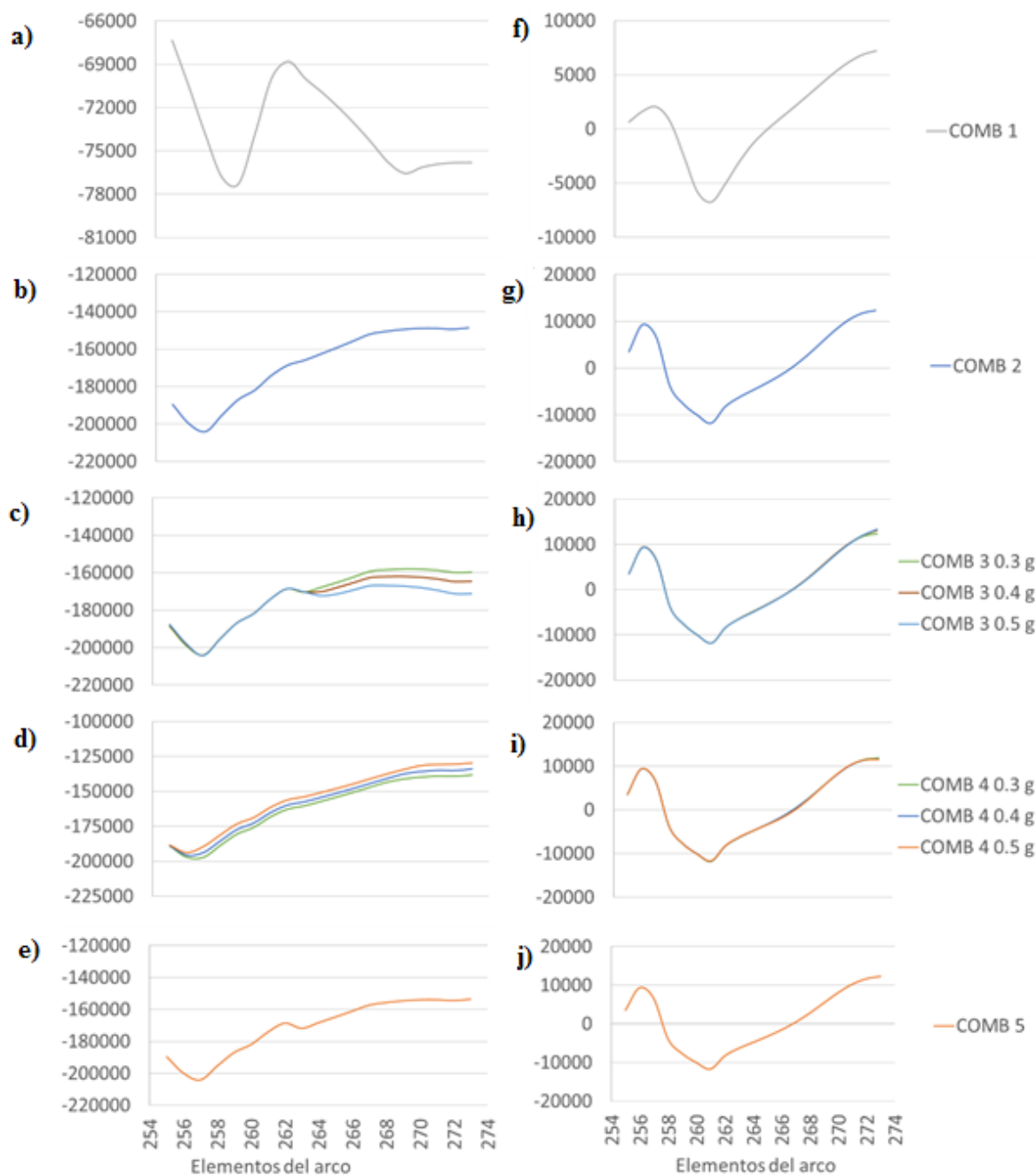


Figura 4.27 Fuerza axial de los elementos del arco, para las combinaciones de cargas: a) COMB1, b) COMB2, c) COMB3, d) COMB4 y e) COMB5; Momentos de los elementos del arco, para las combinaciones de cargas: f) COMB1, g) COMB2, h) COMB3, i) COMB4 y j) COMB5.

4.2.5.2 Verificación del arco según norma AASHTO LRFD

El diseño será llevado a cabo para una zona con aceleración máxima del suelo igual a 0.4 g, correspondiente a la zona de emplazamiento del proyecto (ver Tabla 4.2y

Tabla 4.3).

Tabla 4.2 Verificación del diseño del arco.

		Resultado obtenido	Verificación
Altura mínima de relleno	$H_{Dmin} = 0,91 \text{ [m]}$	$H_D = 5,06 \text{ [m]}$	Cumple
Requisito fuerza de compresión	$1,3 T_L = 182217,84 \text{ [kgf/m]}$	$N_x = 204206,28 \text{ [kgf/m]}$	Cumple
Compresión	$R_n = 218035 \text{ [kgf/m]}$	$N_x = 204206,28 \text{ [kgf/m]}$	Cumple
Resistencia Uniones	$S_n = 185038,78 \text{ [kgf/m]}$	$T_L = 140167,57 \text{ [kgf/m]}$	Cumple
Pandeo General	$R_b = 253350 \text{ [kgf/m]}$	$N_x = 204206,28 \text{ [kgf/m]}$	Cumple

Tabla 4.3 Verificación de la resistencia a flexo-compresión del arco.

Verificación a flexo-compresión	Radio Superior	Radio Lateral
N° de elemento	273	261
Etapas Constructiva	9	13
Verificación a flexo-compresión	0,87	0,74
Estado	Cumple	Cumple

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Esta memoria corresponde a un estudio inicial de estructuras enterradas de grandes dimensiones para uso en el país, y pretende sentar las bases para un análisis más profundo, que considere otras cargas, formas de tuberías y condiciones ambientales o climáticas.

5.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS Y VERIFICACIÓN DE NORMA AASHTO

1. El comportamiento de estructuras enterradas se ve afectado, principalmente, por la carga del suelo de relleno colocado alrededor de ésta y del efecto de arco que pudiese generarse con la interacción suelo-estructura. Asimismo, la resistencia y rigidez del sistema suelo-estructura depende de la calidad y del tipo de suelo considerado por diseño, como el tamaño y granulometría del material escogido, y la compactación realizada.
2. Con respecto al modelo cinemático para obtener los empujes sísmicos, se puede concluir que este método es muy sencillo de aplicar en CANDE, donde se aplican los desplazamientos horizontales a los nodos que definen los puntos del modelo de elementos finitos.
3. Asimismo, la aceleración máxima del suelo considerada en el diseño (0,3g, 0,4g y 0,5g), a_0 , no tiene gran influencia en las fuerzas internas ni en los desplazamientos horizontales del arco. Esto, debido a que es la magnitud del peso de la columna de suelo la que domina el diseño de las estructuras enterradas.
4. Con respecto a los resultados obtenidos considerando un modelo lineal-elástico del suelo, se observa una mayor redistribución de los esfuerzos del suelo debido al efecto de arco, en comparación al modelo Duncan-Selig. Esto resulta en una posible subestimación de la sobrecarga del suelo y de las fuerzas internas generadas en la estructura, que pudiese ser perjudicial en el proceso de diseño de estructuras enterradas.
5. De los tipos de suelos considerados en la calibración, se observa que la grava limosa (ML85) no logra redistribuir los esfuerzos en el suelo de modo de reducir la carga sobre el arco. Estos resultados son concordantes con los requerimientos del suelo para este tipo de estructuras por la norma AASHTO LRFD, la que permite sólo suelos tipo A-1 y A-3, mientras que la grava limosa corresponde a suelo A-2.
6. Los valores obtenidos de los esfuerzos en el suelo con el material tipo grava arenosa compactada al 85%, son muy cercanos al peso de la columna de suelo, tanto a los lados como sobre el arco. Esto quiere decir que al disminuir la compactación de la grava arenosa, de un 95 a un 85%, se reduce la rigidez del suelo, lo que provoca que el arco

deba soportar el peso total de la columna de suelo sobre él, al aumentar la relación de la rigidez entre el arco y el suelo.

7. El suelo correspondiente a una mezcla de limo y arcilla (CL) no cumple con los requisitos definidos en la norma AASHTO para las estructuras enterradas de grandes dimensiones, lo que se ve reflejado en los resultados obtenidos en la etapa de calibración, donde la relación entre la rigidez del suelo y la estructura no permite la redistribución de esfuerzos en el suelo, y no se comprueba la existencia del efecto de arco en el suelo.
8. A pesar de que el material ML95, correspondiente a limo y arcilla compactada al 95%, genera una redistribución de esfuerzos en el suelo favorable al desarrollo del efecto de arco en éste, el material no cumple con los requerimientos especificados en la norma AASHTO LRFD. Esto concuerda con los resultados obtenidos del arco estudiado, donde la arena limosa no genera una buena respuesta por parte del sistema suelo-estructura, ya que los esfuerzos verticales obtenidos, tanto sobre la estructura como a los lados de ésta, son equivalentes a la columna de suelo, no desarrollándose el efecto de arco en el suelo.
9. Con respecto al modelo utilizado para representar el comportamiento del suelo, se concluye que el modelo de Duncan-Selig entrega resultados semejantes a los observados en el proceso de calibración, lo que implica que éste modelo logra representar correctamente la interacción suelo-estructura.
10. Con respecto a los resultados del comportamiento de la estructura en estudio con distinta cantidad de etapas durante el proceso constructivo, se concluye que esta variable es primordial para la correcta modelación del sistema suelo-estructura. El considerar una estructura monolítica, o con muy pocas etapas constructivas, resulta en un modelo poco real de la estructura y que no permite visualizar claramente ni controlar su comportamiento durante la construcción.
11. La verificación del diseño mediante la norma AASHTO muestra que la estructura cumple los requerimientos mínimos de resistencia a la compresión en el radio lateral del arco (paredes del arco), resistencia a pandeo general y de las uniones. Se concluye que la norma AASHTO LRFD logra establecer las condiciones base mínimas a ser consideradas en el diseño de este tipo de estructuras.

5.2 MODELACIÓN EN CANDE

12. A pesar de que la utilización de CANDE es relativamente sencilla, los primeros acercamientos no son muy intuitivos y requiere un estudio previo para comprender su funcionamiento.

13. La modelación del arco fue realizada utilizando el Nivel 3 del software CANDE, en donde la grilla de puntos que define el modelo de elementos finitos debe definirse por el usuario, lo que hace que su realización no sea rápida ni sencilla.
14. Una de las mayores dificultades presentadas durante la utilización de CANDE radica en que, al ser un programa estadounidense, los resultados se obtienen en unidades del Sistema Anglosajón, tal como ocurre con las especificaciones de la norma AASHTO LRFD, por lo que es necesario hacer la conversión a las unidades del Sistema Internacional.
15. Una de las ventajas de la utilización del software es que permite diseñar estructuras considerando las especificaciones entregadas por la norma AASHTO LRFD, realizando las verificaciones automáticamente.

5.3 SUGERENCIAS Y RECOMENDACIONES

Además de las conclusiones expuestas respecto a la modelación en CANDE, al análisis de resultados y a la verificación del diseño, se sugiere algunas recomendaciones para un futuro estudio

16. A pesar de que el diseño de las estructuras enterradas depende primordialmente del peso de la masa de suelo sobre ésta, se recomienda realizar un análisis más profundo que considere la influencia de otras solicitaciones, como cargas vehiculares sobre la estructura.
17. Incluir un análisis que considere la influencia de estructuras anexas a tubos enterrados, como los rigidizadores de arco transversales y las vigas longitudinales a los lados de la corona.
18. Analizar con mayor detalle el efecto del deslizamiento en las uniones en el efecto de arco generado por la estructura, considerando variables como la longitud de deslizamiento de los pernos, espesor y resistencia de los pernos (límite de fluencia y rotura), cantidad de uniones de lo largo de la estructura, etc.
19. Debido a que el comportamiento de la estructura depende, en gran manera, del proceso constructivo llevado a cabo en terreno (deflexión, pandeo), se propone estudiar el efecto de otras variables involucradas, pero que son difíciles de evaluar, como las cargas de compactación de las capas de material de relleno, el efecto de los equipos utilizados en la construcción, el apriete realizado a los pernos en las uniones, entre otros.
20. Se propone verificar la resistencia a flexo-compresión de la estructura mediante la norma AASHTO LRFD, sometida a cargas constructivas no consideradas en este estudio, como las nombradas en el punto anterior.

21. Realizar un análisis más profundo respecto al efecto de los distintos modelos de suelo en el comportamiento y desempeño del sistema suelo-estructura, de modo de comparar dichos resultados con el estudio aquí realizado con el modelo de Duncan-Selig y Lineal-elástico.
22. Resulta interesante proponer un estudio futuro que considere la modelación de estructuras enterradas en 3D, y así verificar la veracidad de los resultados respecto a los modelos bidimensionales.
23. Se propone estudiar los efectos de fenómenos partiendo del suelo en la respuesta de la estructura, como el caso de corrimiento lateral.

REFERENCIAS

- AASHTO American Association of State Highway and Transportation Officials. (2012). *LRFD Bridge Design Specifications*. Washington, DC.
- Byrne, P. M., Srithar, T., & Kern, C. B. (1993). Field measurements and analysis of a large-diameter flexible culvert. *Canadian Geotechnical Journal* Vol.30, 135-145.
- DIRECCIÓN de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas. (2015). *Manual de Carreteras* (Vol. 3). Chile.
- División Andina, Codelco. (2015). *Plan Sin Desarrollo*.
- Katona, M. G. (1978). Analysis of Long-Span Culverts by the Finite Element Method. *Transportation Research Board* 678, 59-66.
- Katona, M. G. (2010). Seismic design and analysis of buried culverts and structures. *Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice*, 111-119.
- Liu, B., Zhang, M., Li, P., & Feng, Z. (2011). Effect of parameters on soil-structure interaction of a buried corrugated steel arch bridge. *The Open Engineering Journal*, 154-162.
- McVay, M. C., & Selig, E. T. (1982). Performance and analysis of a long-span culvert. *Transportation Research Record*, 23-29.
- Ministerio de Obras Públicas. Dirección de Vialidad. (2015). *Manual de Carreteras*.

6 ANEXOS

6.1 ANEXO A: Cálculo de las solicitaciones.

6.1.1 Peso Propio (DC)

Considerando que cada arco tiene un perímetro de 36,28 [m], las placas requeridas para conformar uno de ellos se detallan en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1 Propiedades de las placas que conforman longitudinalmente el arco.

Placa (H)	Cantidad (N_{pi})	Ancho Total (H_{Si} [m])	Ancho Neto (H_{Sni} [m])	Área Galvanizada (A_{gi} [m ²])	Número de Pernos + Tuercas (N_{PT})
8H	10	3,68	3,40	9,72	54
4H	1	1,98	1,70	5,23	46

Luego, el Peso Propio por unidad de longitud se calcula como:

$$DC_l = 3407 \left[\frac{kgf}{m} \right] \quad (6.1)$$

Finalmente, el Peso Propio, distribuido a lo largo de la luz máxima de la estructura, es:

$$DC = 175,37 \left[\frac{kgf}{m^2} \right] \quad (6.2)$$

6.1.2 Sobrecarga del Relleno

La altura máxima del relleno que permite la estructura, sin considerar elementos rigidizadores, es de 5 [m], por lo tanto, la presión vertical ejercida por la masa de suelo de relleno es:

$$EV = 10500 \left[\frac{kgf}{m^2} \right] \quad (6.3)$$

Para el caso de la presión horizontal, ésta se calcula como:

$$k = 0,36 \quad (6.4)$$

$$EH = 3750,73 \left[\frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \right] \quad (6.5)$$

6.1.3 Carga de nieve

Considerando una altura del lugar de emplazamiento del túnel sobre los 3000 [msnm] y una latitud sur entre 32 y 34°, la sobrecarga de nieve básica mínima, de acuerdo a la norma NCh431 of.1977 es igual a $S = 700 \text{ [kgf/m}^2\text{]}$.

6.1.4 Carga sísmica

Se calcula el valor de la desangulación de diseño para los tres valores de la aceleración máxima del suelo²: 0,3g, 0,4g y 0,5g. Esta desangulación produce desplazamientos horizontales, los cuales son aplicados a los nodos ubicados en los bordes del modelo realizado en CANDE

² Según lo especificado en la Tabla 3.1004.303.A. del Manual de Carreteras.

6.2 ANEXO B

Tabla 6.2 Parámetros considerados para el cálculo del empuje sísmico en cada uno de los nodos ubicados a los bordes del modelo en CANDE, para una aceleración de 0,3g.

Nodo	K_2i	G_ci	θ_{si}	θ_{sum}	δ_{si} [m]	δ_{si} [in]
1	70.95	31710.31	2.96E-04	2.96E-04	2.96E-04	0.01
16	70.95	31710.31	2.96E-04	2.96E-04	2.96E-04	0.01
17	61.38	19571.57	4.74E-04	7.70E-04	1.54E-03	0.06
32	61.38	19571.57	4.74E-04	7.70E-04	1.54E-03	0.06
33	70.08	29276.41	3.09E-04	1.08E-03	2.16E-03	0.08
48	70.08	29276.41	3.09E-04	1.08E-03	2.16E-03	0.08
49	69.43	27521.87	3.19E-04	1.40E-03	2.80E-03	0.11
64	69.43	27521.87	3.19E-04	1.40E-03	2.80E-03	0.11
65	68.99	25742.43	3.26E-04	1.72E-03	3.45E-03	0.14
80	68.99	25742.43	3.26E-04	1.72E-03	3.45E-03	0.14
81	68.80	24121.84	3.29E-04	2.05E-03	3.81E-03	0.15
96	68.80	24121.84	3.29E-04	2.05E-03	3.81E-03	0.15
104	68.93	22835.88	3.27E-04	2.38E-03	4.10E-03	0.16
112	69.49	21842.26	3.18E-04	2.70E-03	4.62E-03	0.18
120	70.48	20989.60	3.03E-04	3.00E-03	4.99E-03	0.20
129	71.79	20230.19	2.84E-04	3.28E-03	5.18E-03	0.20
138	73.43	19552.47	2.62E-04	3.55E-03	5.15E-03	0.20
148	75.21	18832.22	2.40E-04	3.79E-03	5.50E-03	0.22
159	77.54	17701.57	2.14E-04	4.00E-03	9.12E-03	0.36
160	87.98	17345.09	1.28E-04	4.13E-03	8.87E-03	0.35
183	87.98	17345.09	1.28E-04	4.13E-03	8.87E-03	0.35
184	93.41	15404.21	9.80E-05	4.23E-03	3.72E-03	0.15
207	93.41	15404.21	9.80E-05	4.23E-03	3.72E-03	0.15
208	93.62	12525.07	9.72E-05	4.32E-03	2.16E-03	0.09
231	93.62	12525.07	9.72E-05	4.32E-03	2.16E-03	0.09
232	97.03	11252.89	8.19E-05	4.41E-03	4.41E-03	0.17
255	97.03	11252.89	8.19E-05	4.41E-03	4.41E-03	0.17
256	102.07	9666.57	0.00E+00	4.41E-03	3.30E-03	0.13
279	102.07	9666.57	0.00E+00	4.41E-03	3.30E-03	0.13
280	74.79	11900.10	2.45E-04	4.25E-03	8.95E-03	0.35

Tabla 6.3 Parámetros considerados para el cálculo del empuje sísmico en cada uno de los nodos ubicados a los bordes del modelo en CANDE, para una aceleración de 0,4g.

Nodo	K_2i	G_ci	θ_{si}	θ_{sum}	δ_{si} [m]	δ_{si} [in]
1	62.53	27946.51	4.48E-04	4.48E-04	4.48E-04	0.02
16	62.53	27946.51	4.48E-04	4.48E-04	4.48E-04	0.02
17	52.30	16676.81	7.41E-04	1.19E-03	2.38E-03	0.09
32	52.30	16676.81	7.41E-04	1.19E-03	2.38E-03	0.09
33	61.55	25716.10	4.70E-04	1.66E-03	3.32E-03	0.13
48	61.55	25716.10	4.70E-04	1.66E-03	3.32E-03	0.13
49	61.00	24180.51	4.83E-04	2.14E-03	4.28E-03	0.17
64	61.00	24180.51	4.83E-04	2.14E-03	4.28E-03	0.17
65	60.46	22560.33	4.96E-04	2.64E-03	5.28E-03	0.21
80	60.46	22560.33	4.96E-04	2.64E-03	5.28E-03	0.21
81	60.30	21140.03	5.00E-04	3.14E-03	5.83E-03	0.23
96	60.30	21140.03	5.00E-04	3.14E-03	5.83E-03	0.23
104	60.38	20004.04	4.98E-04	3.64E-03	6.26E-03	0.25
112	61.00	19172.83	4.83E-04	4.12E-03	7.06E-03	0.28
120	62.04	18476.13	4.59E-04	4.58E-03	7.62E-03	0.30
129	63.41	17868.30	4.29E-04	5.01E-03	7.89E-03	0.31
138	65.14	17344.86	3.94E-04	5.40E-03	7.85E-03	0.31
148	67.03	16783.39	3.59E-04	5.76E-03	8.37E-03	0.33
159	69.43	15849.71	3.19E-04	6.08E-03	1.39E-02	0.55
160	80.28	15826.57	1.87E-04	6.27E-03	1.35E-02	0.53
183	80.28	15826.57	1.87E-04	6.27E-03	1.35E-02	0.53
184	85.88	14161.49	1.42E-04	6.41E-03	5.64E-03	0.22
207	85.88	14161.49	1.42E-04	6.41E-03	5.64E-03	0.22
208	86.02	11508.21	1.41E-04	6.55E-03	3.27E-03	0.13
231	86.02	11508.21	1.41E-04	6.55E-03	3.27E-03	0.13
232	89.64	10395.20	1.18E-04	6.67E-03	6.67E-03	0.26
255	89.64	10395.20	1.18E-04	6.67E-03	6.67E-03	0.26
256	94.70	8968.19	0.00E+00	6.67E-03	5.00E-03	0.20
279	94.70	8968.19	0.00E+00	6.67E-03	5.00E-03	0.20
280	66.58	10593.60	3.67E-04	6.45E-03	1.36E-02	0.54

Tabla 6.4 Parámetros considerados para el cálculo del empuje sísmico en cada uno de los nodos ubicados a los bordes del modelo en CANDE, para una aceleración de 0,5g.

Nodo	K_2i	G_ci	θ_{si}	θ_{sum}	δ_{si} [m]	δ_{si} [in]
1	55.60	24850.28	6.30E-04	6.30E-04	6.30E-04	0.02
16	55.60	24850.28	6.30E-04	6.30E-04	6.30E-04	0.02
17	44.48	14182.31	1.09E-03	1.72E-03	3.44E-03	0.14
32	44.48	14182.31	1.09E-03	1.72E-03	3.44E-03	0.14
33	54.59	22808.26	6.62E-04	2.38E-03	4.76E-03	0.19
48	54.59	22808.26	6.62E-04	2.38E-03	4.76E-03	0.19
49	53.93	21377.89	6.84E-04	3.06E-03	6.13E-03	0.24
64	53.93	21377.89	6.84E-04	3.06E-03	6.13E-03	0.24
65	53.40	19926.58	7.02E-04	3.77E-03	7.53E-03	0.30
80	53.40	19926.58	7.02E-04	3.77E-03	7.53E-03	0.30
81	53.20	18651.95	7.09E-04	4.48E-03	8.32E-03	0.33
96	53.20	18651.95	7.09E-04	4.48E-03	8.32E-03	0.33
104	53.32	17663.94	7.05E-04	5.18E-03	8.92E-03	0.35
112	53.99	16969.32	6.82E-04	5.86E-03	1.00E-02	0.40
120	55.09	16407.90	6.46E-04	6.51E-03	1.08E-02	0.43
129	56.56	15937.83	6.01E-04	7.11E-03	1.12E-02	0.44
138	58.40	15549.87	5.49E-04	7.66E-03	1.11E-02	0.44
148	60.38	15118.23	4.98E-04	8.16E-03	1.19E-02	0.47
159	62.85	14347.43	4.41E-04	8.60E-03	1.96E-02	0.77
160	74.14	14615.68	2.53E-04	8.85E-03	1.90E-02	0.75
183	74.14	14615.68	2.53E-04	8.85E-03	1.90E-02	0.75
184	79.85	13168.13	1.91E-04	9.04E-03	7.96E-03	0.31
207	79.85	13168.13	1.91E-04	9.04E-03	7.96E-03	0.31
208	79.96	10697.36	1.90E-04	9.23E-03	4.62E-03	0.18
231	79.96	10697.36	1.90E-04	9.23E-03	4.62E-03	0.18
232	83.71	9707.32	1.58E-04	9.39E-03	9.39E-03	0.37
255	83.71	9707.32	1.58E-04	9.39E-03	9.39E-03	0.37
256	88.79	8409.35	0.00E+00	9.39E-03	7.04E-03	0.28
279	88.79	8409.35	0.00E+00	9.39E-03	7.04E-03	0.28
280	59.89	9529.76	5.10E-04	9.11E-03	1.92E-02	0.76

