



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

**ESTUDIO DE EMPUJES DE TIERRA
ESTÁTICOS Y DINÁMICOS SOBRE
UNA ESTRUCTURA ENTERRADA DE
CHANCADOR PRIMARIO**

PABLO ANDRES PIZARRO VASQUEZ

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de
Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor:
ESTEBAN SAEZ ROBERT

Santiago de Chile, Julio, 2015.

A mi familia, mi novia, mis amigos y
mi padre que siempre confió en mí...

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer a todos los profesores del programa de Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica de la Pontificia Universidad Católica de Chile, de quienes tuve la suerte y el honor de aprender tantas cosas que han alimentado mi pasión por la ingeniería civil, geotécnica y estructural.

En especial, al señor Esteban Sáez Robert, quien me guio en la elaboración de este trabajo de titulación, por su ayuda desinteresada y por su entusiasmo de enseñar.

A mis amigos del Magíster Mauricio Gonzalez y Héctor Navarrete, quienes me acompañaron durante mis estudios y me brindaron su apoyo y su amistad cuando los momentos fueron complicados.

Además, mis agradecimientos a Elena Cornejo, coordinadora ejecutiva del Master IEG, por su constante apoyo y soporte durante todo el proceso desde el ingreso a la titulación. Muchas gracias por su permanente preocupación, disposición, gestión y consejos oportunos.

A mi padre y mi madre, mi gran inspiración en todo lo que he logrado y seguiré logrando en mi vida.

INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
INDICE DE TABLAS	vi
INDICE DE FIGURAS.....	vii
RESUMEN	x
ABSTRACT	xi
I. INTRODUCCION.....	1
II. CASO DE ESTUDIO.....	4
II.1 Descripción de la Estructura	4
II.2 Parámetros de Diseño Hormigón.....	7
II.3 Parámetros de Diseño Suelos.....	9
III. MODELACIÓN	12
III.1 Definición Modelo Plaxis®	12
III.2 Secuencias de Construcción y Rellenos	15
III.3 Empuje Estático	18
III.4 Empuje Sísmico Cinemático.....	20
III.5 Empuje Sísmico Mononobe Okabe Modificado.....	25
III.6 Empuje Sísmico Estático NCh433	28
III.7 Sísmo Pseudo-Estático	30
III.8 Análisis Dinámico	31
IV. RESULTADOS	32
IV.1 Validación del Modelo	32
IV.2 Tensiones Verticales y Deformaciones de Corte.....	39
IV.3 Sismo Dirección Este	40
IV.3.1 Resultados esfuerzos de momento.....	41
IV.3.2 Resultados deformaciones horizontales	47

IV.4 Sismo Dirección Oeste	50
IV.4.1 Resultados esfuerzos de momento	51
IV.4.3 Resultados deformaciones horizontales	57
IV.5 Análisis Dinámico	59
IV.5.1 Resultados esfuerzos de momento	59
IV.5.2 Resultados deformaciones horizontales	63
V. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	66
BIBLIOGRAFIA	69

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla II-1: Parámetros generales hormigón H30	7
Tabla II-2: Propiedades elementos estructurales	8
Tabla II-3: Propiedades losa equipo Chancador	9
Tabla II-4: Propiedades de suelos	11
Tabla III-1: Propiedades de suelos	20
Tabla III-2: Parámetros teoría Mononobe Okabe	27
Tabla III-3: Calculo de fuerzas teoría Mononobe Okabe	27
Tabla III-4: Parámetros teoría estática Norma Chilena NCh433	29

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura I-1: Proceso minero Chancador Primario (PINEDA, P. (2012)).....	1
Figura I-2: Sección tipo Chancador Primario (PINEDA, P. (2012))	2
Figura I-3: Perfil talud de diseño Chancador Primario (PETRUS, (2008))	3
Figura II-1: Sección del layout edificio Chancador Primario (PETRUS, (2008))	5
Figura II-2: Sección del layout del edificio Chancador Primario - dimensiones	6
Figura II-3: Equipo Chancador – peso por metro.....	8
Figura III-1: Limites de la modelación	13
Figura III-2: Geometría final del modelo.....	13
Figura III-3: Modelo final en Plaxis®	15
Figura III-4: Modelo Plaxis® – tensiones iniciales.....	16
Figura III-5: Modelo Plaxis® – construcción edificio de hormigón.....	17
Figura III-6: Modelo Plaxis® – construcción relleno N°1 a N°4.....	17
Figura III-7: Empuje lateral estático (adaptado de PETRUS, (2008)).....	19
Figura III-8: Modelo empuje sísmico cinemático	21
Figura III-9: Coordenadas “z” de nodos de los resortes en los muros	22
Figura III-10: Coeficientes de balasto sísmico horizontal	23
Figura III-11: Deformaciones sísmicas horizontales	24

Figura III-12: Modelo empuje sísmico Mononobe Okabe Modificado.....	26
Figura III-13: Modelo empuje sísmico NCh433	28
Figura III-14: Registro sísmico Rapel NS, año 2010.....	31
Figura IV-1: Modelo validación Sap2000® y Plaxis®.....	32
Figura IV-2: Modelo validación Sap2000® y Plaxis® - resultados	33
Figura IV-3: Empuje lateral Plaxis®	35
Figura IV-4: Tensiones horizontales Plaxis® v/s Analítico	35
Figura IV-5: Comparación momentos muros – empuje estático.....	37
Figura IV-6: Comparación momentos losa – empuje estático	37
Figura IV-7: Comparación deformación muros – empuje estático	38
Figura IV-8: Tensiones verticales – Deformaciones de corte	39
Figura IV-9: Dirección sismo este – elementos a comparar.....	41
Figura IV-10: Comparación momentos muros – sismo este – mitad relleno	42
Figura IV-11: Comparación momentos losa – sismo este – mitad relleno.....	42
Figura IV-12: Comparación momentos muros – sismo este – final relleno	43
Figura IV-13: Comparación momentos losa – sismo este – final relleno.....	43
Figura IV-14: Comparación momentos muros – sismo este – final construcción	44
Figura IV-15: Comparación momentos losa – sismo este – final construcción	44
Figura IV-16: Comparación deformación muros – sismo dirección este	48

Figura IV-17: Dirección sismo oeste – elementos a comparar.....	51
Figura IV-18: Comparación momentos muros – sismo oeste – mitad relleno	52
Figura IV-19: Comparación momentos losa – sismo oeste – mitad relleno.....	52
Figura IV-20: Comparación momentos muros – sismo oeste – final relleno	53
Figura IV-21: Comparación momentos losa – sismo oeste – final relleno.....	53
Figura IV-22: Comparación momentos muros – sismo oeste – final construcción ...	54
Figura IV-23: Comparación momentos losa – sismo oeste – final construcción.....	54
Figura IV-24: Comparación deformación muros – sismo dirección oeste	57
Figura IV-25: Comparación momentos muros – análisis dinámico – sismo este	60
Figura IV-26: Comparación momentos losa – análisis dinámico – sismo este.....	60
Figura IV-27: Comparación momentos muros – análisis dinámico – sismo oeste	61
Figura IV-28: Comparación momentos losa – análisis dinámico – sismo oeste.....	61
Figura IV-29: Comparación deformación muros – análisis dinámico – sismo este...	63
Figura IV-30: Comparación deformación muros – análisis dinámico – sismo oeste	64

RESUMEN

El objetivo del trabajo es comparar y validar los criterios de cálculo más comúnmente usados en ingeniería estructural para determinar los empujes de tierra estáticos y sísmicos sobre una estructura enterrada profunda que aloja un Chancador Primario.

Para lograr este objetivo, se analizará en dos dimensiones una geometría típica de una estructura de hormigón armado de un Chancador Primario. Este es un edificio enterrado de 40m aproximadamente que alberga en su interior, al equipo del Chancador encargado de la reducción granulométrica del mineral proveniente de la mina en una primera etapa.

Los muros de este edificio se diseñan principalmente bajo la acción de empuje del terreno que lo rodea, es por esto la importancia de conocer y aplicar correctamente los empujes estáticos y sísmicos que lo afectan.

Se analizarán y compararan los métodos de cálculo más comúnmente usados para determinar empujes sísmicos: i) el modelo cinemático simplificado propuesto en el Manual de Carreteras que incorpora las presiones sísmicas para diferentes aceleraciones máximas a través de la aplicación de un campo libre de desplazamientos horizontales en la base de los resortes que simulan la interacción entre el suelo y la estructura enterrada; ii) el modelo pseudo estático de carga de Mononobe Okabe y; iii) el modelo pseudo estático de carga rectangular especificado en la NCh433 para empujes en muros subterráneos.

Estos análisis se compararán con un análisis de elementos finitos en el software Plaxis® que incorpora en forma más realista el suelo de relleno, hormigón y efectos de interacción suelo-estructura.

Los resultados obtenidos demuestran que el análisis simplificado más recomendado y más cercano a lo obtenido del análisis de elementos finitos es el modelo cinemático. Se discuten y se presentan las diferencias, recomendaciones y errores que se pueden cometer si se utilizan los métodos simplificados alternativos.

ABSTRACT

The objective of this study is to compare and validate the calculation criteria commonly used in structural engineering to determine the thrust of static and seismic ground on a structure that supports a primary crusher.

To achieve this goal, a typical geometry in two dimensions of a reinforced concrete structure of a primary crusher is analyzed. The studied case consists into of about a buried building 40m containing the crusher equipment responsible of size reduction of ore from the mine in the first processing stage.

The walls of this building are mainly designed under the action of the surrounding soil, hence the static and seismic soil thrusts have an important role on his design.

A review and a comparison between the calculation methods most commonly used to determine seismic soil thrusts is presented: i) simplified kinematic model proposed in the Manual de Carreteras that incorporate seismic pressures for different maximum acceleration by applying a free field horizontal displacements at the base of springs which simulate the interaction between the ground and the retaining structure; ii) pseudo static loading model of Mononobe Okabe and; iii) the rectangular load pseudo static model specified in the NCh433 for non-yielding underground walls.

These analyzes are compared with finite element analysis in Plaxis® software that incorporates realistically the properties of the surrounding soil, concrete and soil-structure interaction.

The results show that the most recommended and close than those obtained from finite element analysis simplified analysis is the kinematic model. The differences are discussed and, recommendations and errors that can occur if the alternative simplified methods are used are also presented.

I. INTRODUCCION

El problema a estudiar y analizar es el efecto del empuje del suelo (estático y sísmico) en la estructura de hormigón armado de un Chancador Primario tipo. Este edificio de 40m de profundidad aproximadamente es la primera estación de reducción granulométrica del mineral luego de la explotación. Por su envergadura, es la obra más importante en hormigón armado de una planta minera concentradora de cobre, por lo que es la propietaria de gran parte del volumen de hormigón armado y acero de refuerzo del proyecto.

La Figura I-1 muestra parte del proceso minero estándar de una planta concentradora de cobre, desde la extracción del mineral, el proceso de chancado primario y el posterior acopio.

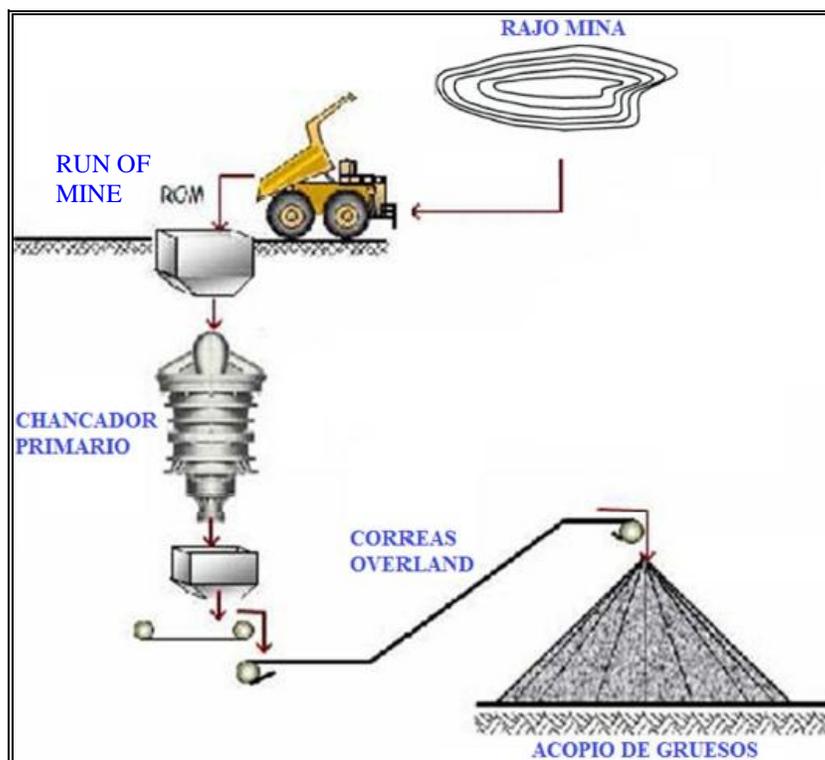


Figura I-1: Proceso minero Chancador Primario (PINEDA, P. (2012))

La Figura I-2 muestra la sección típica de un edificio de hormigón armado de Chancador Primario. Se trata de una estructura totalmente enterrada que permite el acceso de los camiones mineros por la zona superior, los cuales descargan el mineral extraído del yacimiento que será posteriormente reducido en su granulometría.

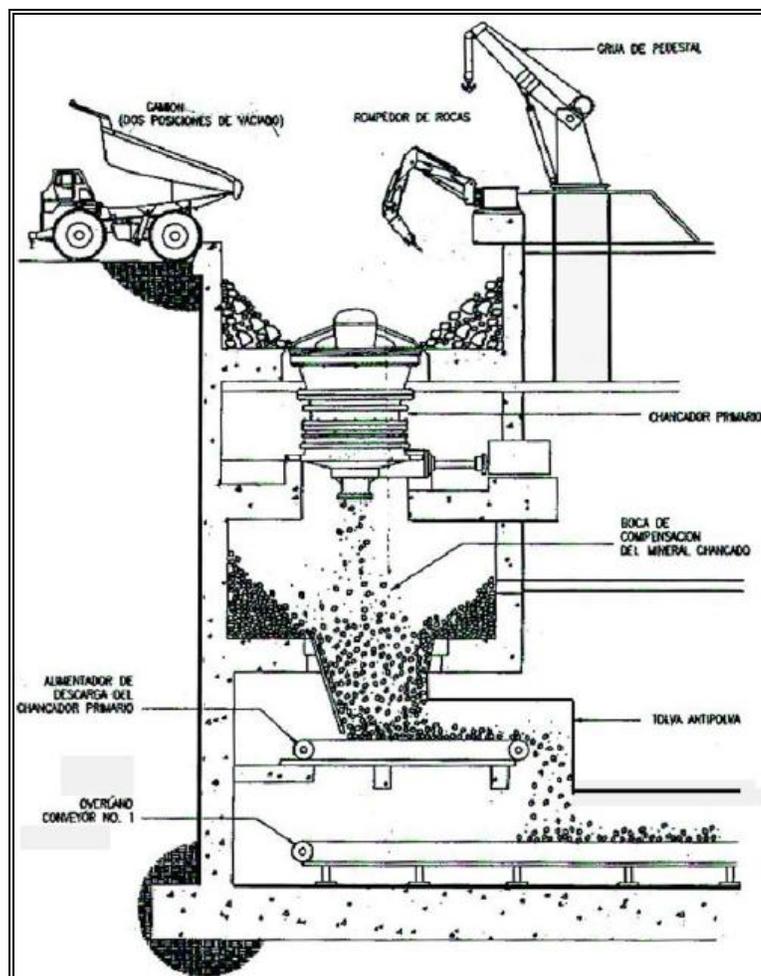


Figura I-2: Sección tipo Chancador Primario (PINEDA, P. (2012))

Para el diseño de esta obra de hormigón armado es necesario conocer de qué forma afectan los empujes de tierra, así como el perfil de la excavación que generalmente se utiliza para su construcción. Normalmente, interactúan suelos naturales, roca de fundación y rellenos granulares de alta compacidad.

En la Figura I-3 se muestra la sección de la excavación del edificio con los suelos retenidos a su alrededor, el perfil del talud de diseño, los suelos naturales (roca y arena gravosa) y el relleno granular.

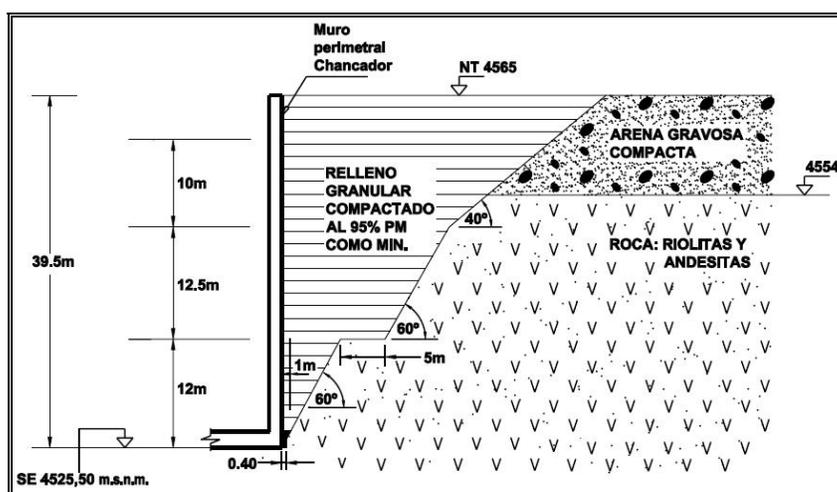


Figura I-3: Perfil talud de diseño Chancador Primario (PETRUS, (2008))

La investigación conducida considera estudiar y comparar los resultados de esfuerzos de momento y deformación del muro perimetral obtenidos a partir del análisis de elementos finitos (EF). El modelo EF considera dos modelos de comportamiento del suelo de relleno: el modelo elasto-plástico perfecto de Mohr-Coulomb y el Hardening-Soil de plasticidad con endurecimiento. Se comparan los resultados de la modelación EF con los obtenidos a partir del análisis teórico simplificado con modelos matemáticos. Por último, una comparativa en Sap2000® entre modelos estructurales con análisis dinámico tiempo historia y modelos analíticos.

II. CASO DE ESTUDIO

II.1 Descripción de la Estructura

La estructura se encuentra localizada en la región minera de Iquique y es un edificio enterrado de 41.8m de profundidad, 20m de ancho y 28.5m de largo, estructurado en base a muros, losas y vigas de hormigón armado de 5 niveles que alberga en su interior al equipo de Chancado Primario, entre otros.

El edificio está constituido por los siguientes niveles en orden descendente, los cuales se muestran en la Figura II-1:

- Nivel del Pica Roca y losas de acceso al edificio (EL. 4565.000 msnm)
- Tolva de recepción en la parte superior, la cual regula el material que cae al Chancador (EL. 4557.200. msnm)
- Sala de chancado (EL. 4549.810. msnm)
- Tolva de almacenamiento del material chancado (EL. 4540.030. msnm)
- Sala de alimentador (EL. 4531.910. msnm)
- Y, finalmente sala de correas de extracción del mineral en el nivel inferior del edificio (EL. 4525.210. msnm)

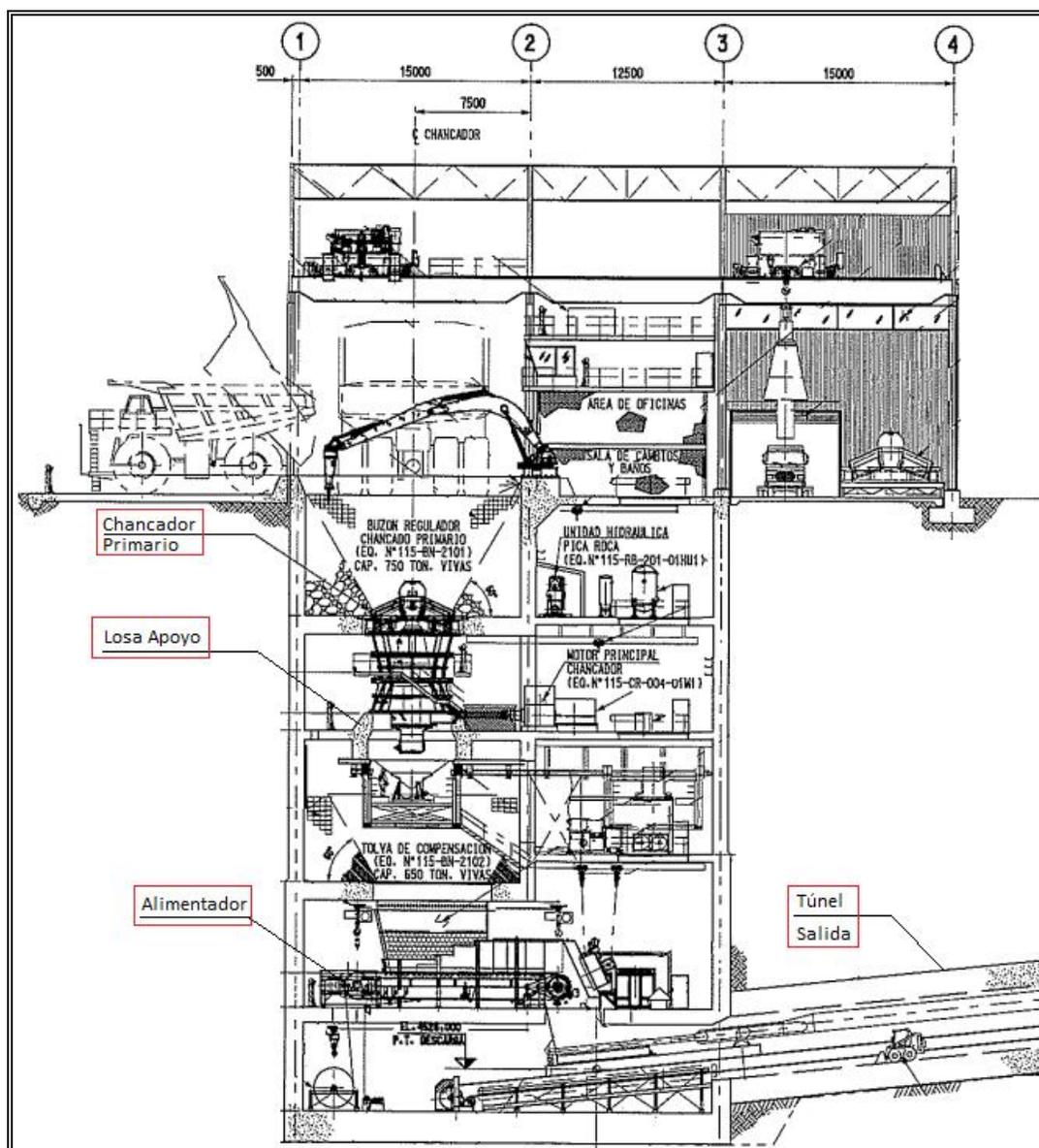


Figura II-1: Sección del layout edificio Chancador Primario (PETRUS, (2008))

La Figura II-2, muestra la sección típica del edificio a estudiar con las dimensiones generales a borde de los elementos, señalando los distintos niveles y su descripción, secciones de muros y espesores de losas consideradas en el análisis. Estos espesores son los tradicionalmente utilizados en estos edificios y deben verificarse contra el análisis estructural y de deformaciones.



Figura II-2: Sección del layout del edificio Chancador Primario - dimensiones

II.2 Parámetros de Diseño Hormigón

Para este estudio se utilizará un hormigón de calidad H30, los parámetros generales de este material se muestran en la Tabla II-1. La densidad y el coeficiente de Poisson son los correspondientes a un hormigón armado típico. El módulo de elasticidad para hormigón se calcula en función de su resistencia a la compresión en MPa, ACI350.

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (2.1)$$

Tabla II-1: Parámetros generales hormigón H30

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia compresión	f'_c	25	MPa
Módulo de elasticidad	E_c	23272	MPa
Densidad	γ_c	2.45	t/m ³
Coeficiente de poisson	ν_c	0.2	-

Las propiedades de los elementos estructurales del edificio (muros y losas) se muestran en la Tabla II-2.

Las expresiones para determinar las propiedades de losas y muros se muestran a continuación:

$$A = e \cdot m \quad (2.2)$$

$$I = \frac{e^3 \cdot m}{12} \quad (2.3)$$

$$w = \gamma_c \cdot A \quad (2.4)$$

Donde “e” es el espesor, “m” es el ancho fuera del plano de la figura (por unidad de ancho) y “ γ_c ” es el peso unitario del hormigón armado.

Tabla II-2: Propiedades elementos estructurales

Parámetro	Símbolo	Muro	Losa	Losa	Losa	Losa	Unidad
Espesor	e	1.0	0.5	1.2	1.9	2.0	m
Área sección	A	1.0	0.5	1.2	1.9	2.0	m ²
Inercia	I	0.083	0.010	0.144	0.572	0.667	m ⁴
Rigidez axial	$E_c A$	$2.33 \cdot 10^7$	$1.16 \cdot 10^7$	$2.79 \cdot 10^7$	$4.42 \cdot 10^7$	$4.65 \cdot 10^7$	kN
Rigidez flexural	$E_c I$	$1.94 \cdot 10^6$	$2.42 \cdot 10^5$	$3.35 \cdot 10^6$	$1.33 \cdot 10^7$	$1.55 \cdot 10^7$	kN·m ²
Peso	w	24.52	12.26	29.42	46.58	49.03	kN/m

Nota: Las unidades son por metro de longitud

Para tomar en cuenta el peso del equipo del Chancador sobre la flexión y deformación en la losa y muro del nivel de la Sala de Chancado, se considera su peso aplicado como masa adicional a la losa. En la Figura II-3 se muestra la forma del Chancador, su peso y una vista en planta con el área de apoyo equivalente por metro de ancho sobre la losa. En la Tabla II-3 se exponen los datos calculados.

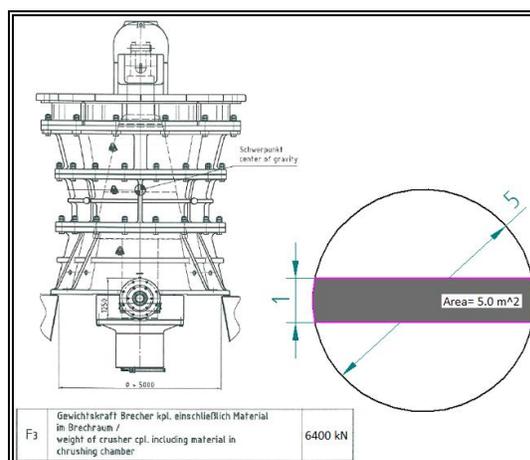


Figura II-3: Equipo Chancador – peso por metro

Tabla II-3: Propiedades losa equipo Chancador

Parámetro	Símbolo	Losa	Unidad
Peso Chancador	P_{CH}	6400.0	kN
Diámetro Chancador	D_{CH}	5.0	m
Área apoyo equivalente	A_{CH}	5.0	m ²
Peso lineal	P_{CHL}	325.58	kN/m
Peso losa 1.9m	w	46.58	kN/m
Peso equivalente total	w_T	372.16	kN/m

Nota: Las unidades son por metro de longitud

II.3 Parámetros de Diseño Suelos

Los empujes estáticos y sísmicos se obtienen del informe de mecánica de suelos (PETRUS, (2008)). En este informe se establecen los antecedentes geotécnicos y se definen los parámetros del suelo de relleno, la roca existente y los taludes de excavación. El diseño del edificio considera el efecto de la excavación, construcción de la estructura del edificio y posterior relleno secuencial según se muestra en la Figura I-3.

Los suelos que interaccionan con la estructura son la roca existente compuesta por riolitas y andesitas, el suelo natural compuesto por grava arenosa y el suelo de relleno que es un material granular compactado al 95% del PM.

Para el estudio del edificio mediante elementos finitos se analizan dos modelos de comportamiento del suelo de relleno: el modelo elasto-plástico perfecto de Mohr-Coulomb y el Hardening-Soil Model de plasticidad con endurecimiento.

El modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb se utiliza como una primera aproximación al comportamiento del suelo. Este modelo incluye cinco parámetros, el módulo de Young E y el coeficiente de Poisson ν para la elasticidad del suelo, el ángulo de fricción interna ϕ y la cohesión c para la resistencia, además de ψ como el ángulo de dilatancia.

En contraste al modelo elasto-plástico perfecto, la superficie de fluencia de un modelo de plasticidad con endurecimiento no es fija y puede evolucionar debido a deformaciones plásticas. El modelo considerado se trata de una variante elastoplástica del modelo hiperbólico, formulado en el marco de la plasticidad de endurecimiento por fricción. El modelo incluye además el endurecimiento por consolidación para simular la compactación irreversible del suelo bajo una compresión primaria. Este modelo más avanzado puede ser utilizado para simular el comportamiento de arenas y gravas, así como de suelos más blandos, como arcillas y sedimentos.

Los parámetros de los suelos involucrados en este estudio se muestran en la Tabla II-4, para el suelo de relleno con comportamiento elástico (Modelo Mohr Coulomb) y con endurecimiento (Hardening Soil model), además de los correspondientes a la roca y grava existente.

La expresión para determinar el módulo de elasticidad de los suelos en función a la velocidad de propagación de onda de corte (V_s) se muestra a continuación:

$$E_s = 2 \cdot (1 + \nu_s) \cdot \rho_s \cdot V_s^2 \quad (2.5)$$

Existen relaciones recomendadas tipo para varios suelos entre E_s módulo de Young de carga y descarga, E_{50} módulo de Young elástico secante o el correspondiente al alcanzar el 50% de la tensión desviadora y E_{oed} módulo edométrico (Manual Plaxis®).

$$E_s \approx 3 E_{50} \quad E_{oed} \approx E_{50} \quad (2.6)$$

Tabla II-4: Propiedades de suelos

Parámetro	Símbolo	Relleno Mohr Coulomb	Relleno Hardening Soil	Roca Fracturada	Arena Gravosa	Unidad
Peso específico	ρ_s	21.1	21.1	26.5	21.6	kN/m ³
Coficiente de poisson	ν_s	0.3	0.3	0.25	0.3	
Velocidad onda	V_s	350	350	800	500	m/s
Módulo de elasticidad	E_s	$6.85 \cdot 10^5$	$6.85 \cdot 10^5$	$4.327 \cdot 10^6$	$1.433 \cdot 10^6$	kN/m ²
Módulo secante	E_{50}	-	$2.283 \cdot 10^5$	-	-	kN/m ²
Módulo edométrico	E_{oed}	-	$2.283 \cdot 10^5$	-	-	kN/m ²
Cohesión	c_s	0	0	235	0	kN/m ²
Ángulo fricción	φ_s	40	40	40	38	°
Ángulo dilatación	Ψ_s	-	5	-	-	°

III. MODELACIÓN

III.1 Definición Modelo Plaxis®

El programa a utilizar para el estudio del edificio es el software Plaxis® V8.2 Professional. Este software bidimensional funciona mediante el Método de los Elementos Finitos y está diseñado especialmente para analizar deformaciones y estabilidades de problemas geotécnicos.

Este programa consta de un sistema de CAD, que simplifica la incorporación de un modelo geométrico o problema geotécnico, para luego discretizarlo a través de una malla de elementos finitos, asignarle las condiciones de borde y proceder a realizar los cálculos y entregar los respectivos reportes del problema que se modeló. El modelo incorpora por lo tanto, todas las variables del suelo existente, suelo de relleno y estructura de hormigón armado.

Las situaciones que pueden modelarse con la versión de Plaxis® empleada en este trabajo corresponden a problemas de deformación plana o con axisimetría. Sus aplicaciones van desde modelación de muros de contención, pilotes, tablestacas, terraplenes, taludes, túneles, geomallas, entre otras. Realiza análisis plásticos, de consolidación, de factor de seguridad y dinámicos.

Para considerar correctamente la influencia del terreno a los costados del edificio se considera una distancia al borde de la grilla equivalente al doble de la altura ($2H=83.6\text{m}$), simétrica a ambos lados. Asimismo, para desarrollar completamente el bulbo de presiones bajo la estructura y así evitar que se vea influenciada por las condiciones de borde del modelo, se considera una distancia equivalente a la altura ($H=41.8\text{m}$) bajo la estructura. En la Figura III-1 se muestra los límites de la modelación considerada.

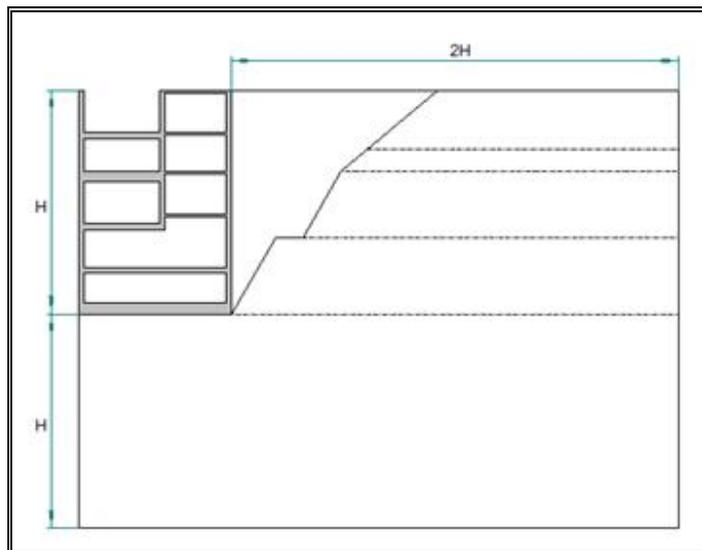


Figura III-1: Límites de la modelación

La Figura III-2, muestra la geometría final de la modelación considerada, con las dimensiones generales, el perfil de la excavación y los suelos naturales y de relleno considerados.

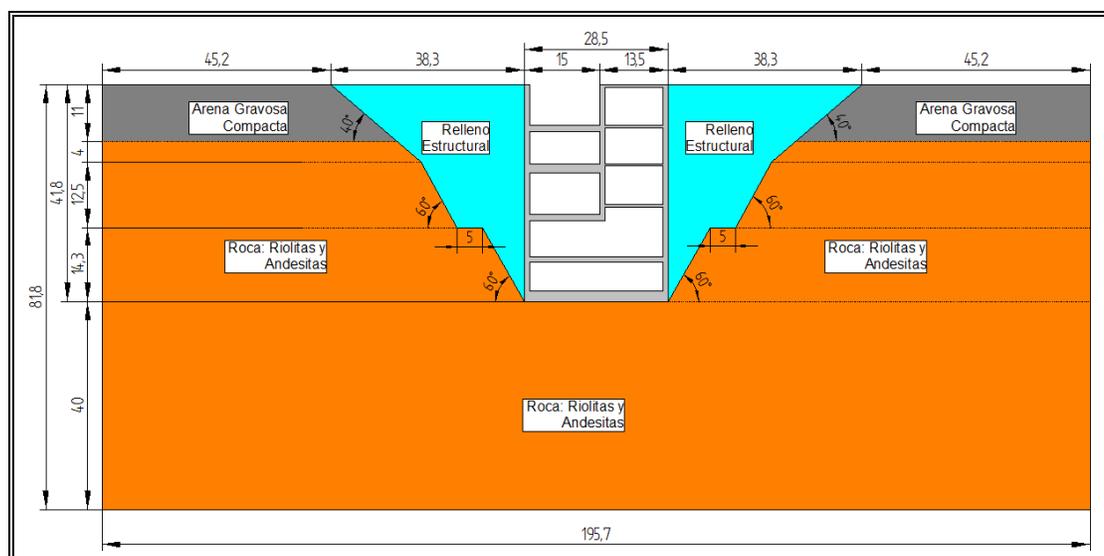


Figura III-2: Geometría final del modelo

Para modelar la interacción suelo-estructura se utilizan los elementos de interfaz. La creación de una interfaz se realiza de manera similar a una línea geométrica, y debe aplicarse donde el suelo tenga contacto con la estructura. La interfaz se denota por los signos (+) en el lado derecho del muro y (-) en el lado izquierdo de este. Cada interfaz tiene asignado un “espesor virtual”, que es una dimensión imaginaria que se utiliza para definir sus propiedades materiales. Cuanto más elevado es el espesor virtual, tantas más deformaciones elásticas se generan. En general, se supone que los elementos de interfaz generan muy pocas deformaciones elásticas y, por lo tanto, el espesor virtual deberá ser pequeño (0.1m por defecto), esta interfaz supone que la superficie de contacto no es ni perfectamente lisa ni perfectamente rugosa.

Los parámetros resistentes de la interfaz pueden afectarse manualmente mediante la variable R_{inter} . En general para una interacción real suelo-estructura la interfaz es más débil y más flexible que la capa de suelo asociada, lo cual significa que el valor de R_{inter} deberá ser inferior a 1, en ausencia de información detallada se recomienda R_{inter} del orden de 2/3 (Manual Plaxis® V8.2, (2004)).

Para el modelar el edificio de hormigón se emplean los elementos placas que son objetos estructurales que se utilizan para modelar estructuras esbeltas, con rigidez a la flexión y rigidez a esfuerzos normales. Las placas pueden ser utilizadas para simular la presencia de muros, placas, láminas o revestimientos. En un modelo geométrico, las placas aparecen como “líneas azules”. En la Figura III-3 se muestra el modelo final en Plaxis®, con los distintos suelos y los elementos placas utilizados para modelar las losas y muros estructurales.

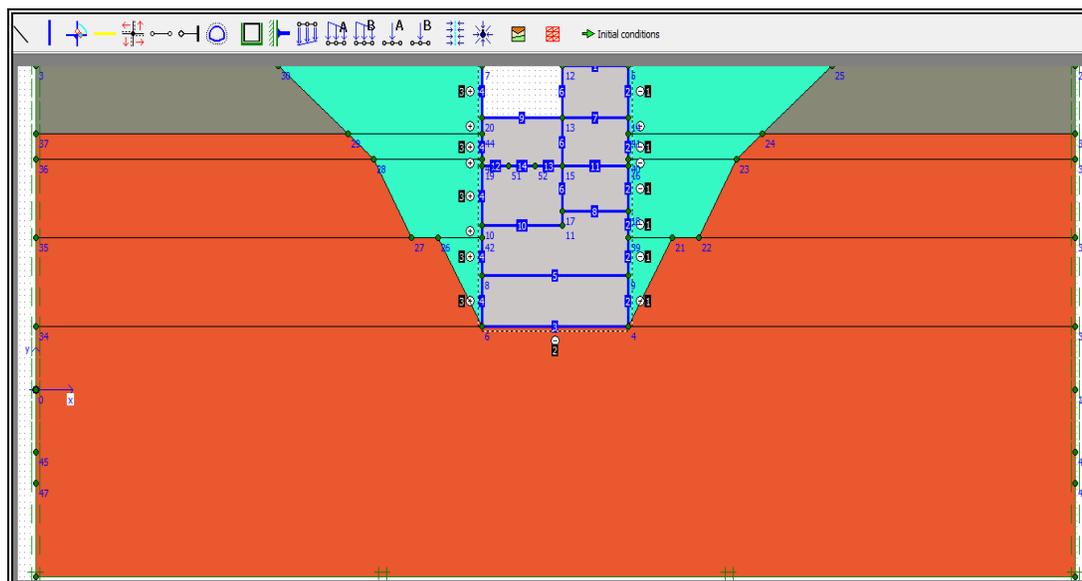


Figura III-3: Modelo final en Plaxis®

III.2 Secuencias de Construcción y Rellenos

El programa Plaxis® permite ingresar secuencialmente las fases de cálculo de una construcción, es decir simular las condiciones reales de excavación y rellenos que se generan. La fase inicial es el punto de partida para los cálculos subsiguientes, en este caso es el suelo excavado antes de la construcción del edificio. En la Figura III-4 se observan las tensiones iniciales generadas por el peso propio del suelo (implícitamente incluido en los pesos por unidad de volumen definidos) sin considerar en el cálculo la presencia de agua.

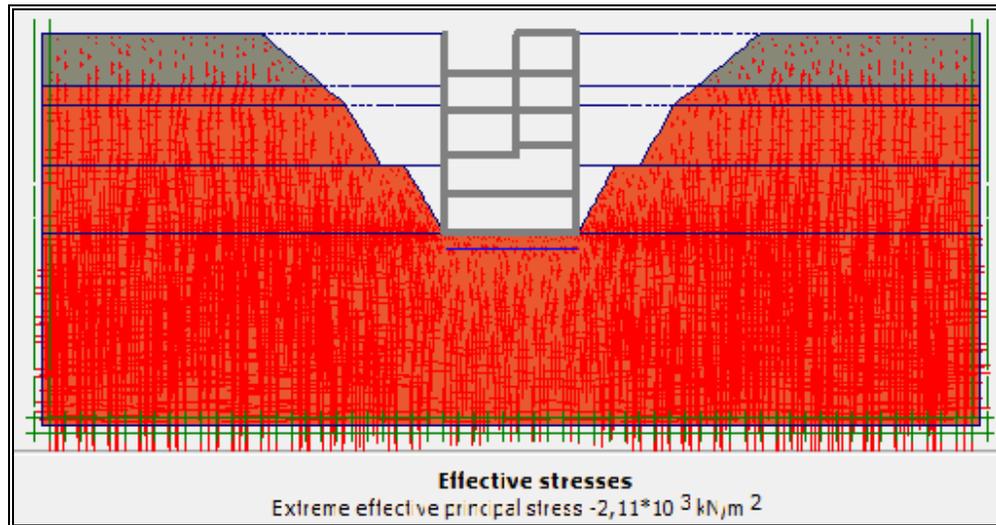


Figura III-4: Modelo Plaxis® – tensiones iniciales

En la Figura III-5 se observa la primera secuencia que es la construcción del edificio de hormigón (sin la instalación del equipo del Chancador) y la activación de la interface 2(-) fundación-roca. En la Figura III-6 se observa la construcción final indicando la forma secuencial de los rellenos a ambos costados del edificio con la correspondiente activación de la interface suelo-estructura 1(-) al lado derecho y la interface suelo-estructura 3(+) al lado izquierdo, para finalmente instalar el equipo del Chancador.

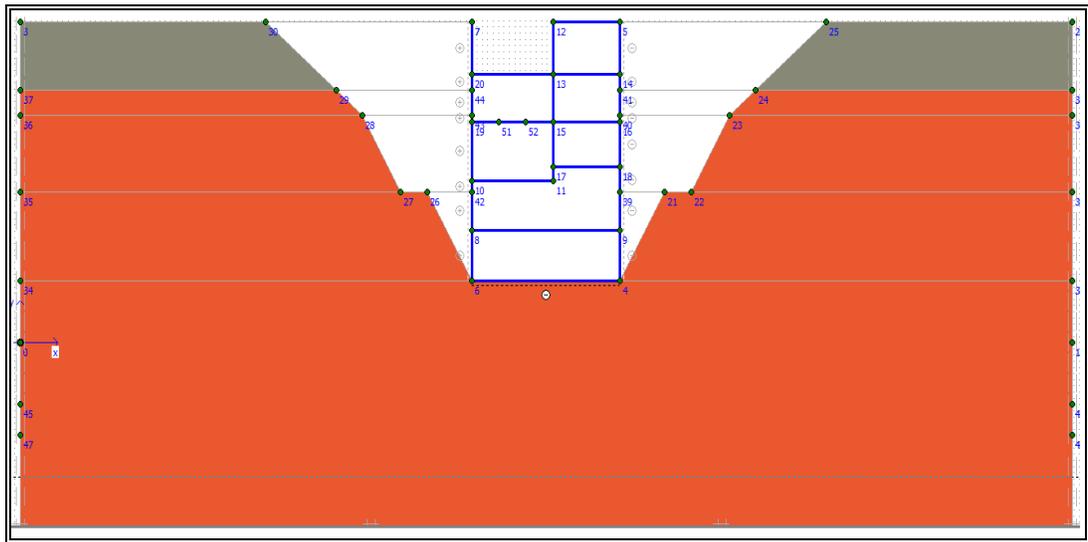


Figura III-5: Modelo Plaxis® – construcción edificio de hormigón

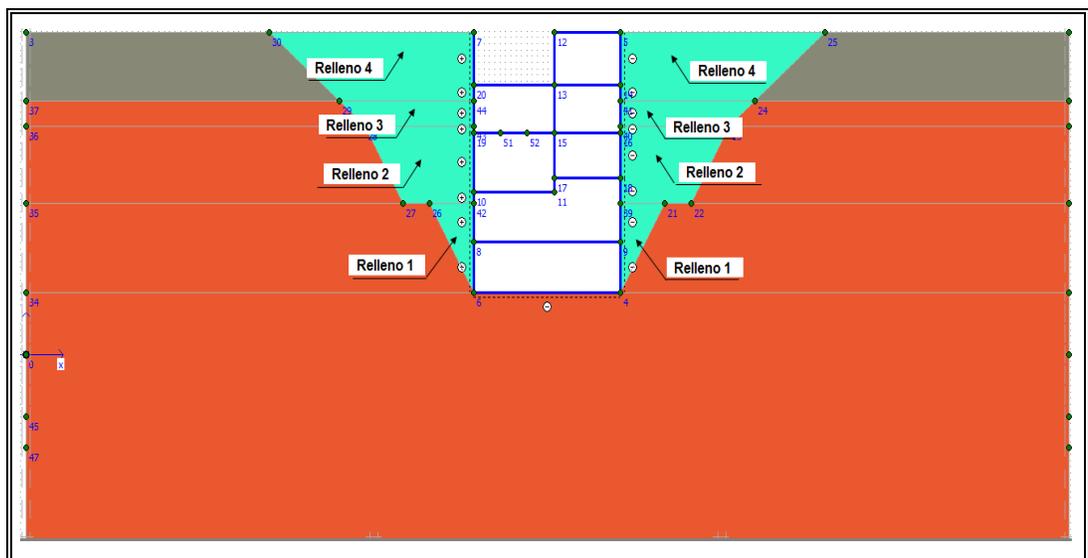


Figura III-6: Modelo Plaxis® – construcción relleno N°1 a N°4

III.3 Empuje Estático

La estimación del empuje o presión lateral de la tierra, es función de varios factores, tales como: el tipo y magnitud de movimiento del muro o estructura de retención, los parámetros de resistencia al corte del suelo, su peso específico y las condiciones de drenaje del suelo retenido o relleno.

En el caso del edificio del Chancador, la deformación lateral asociada es pequeña debido a la rigidez de los elementos estructurales y por estructurarse en base a niveles con losas que arriostran los muros.

Por este motivo, si el muro no permite que se mueva respecto a la masa del suelo (es decir, deformación horizontal pequeña o nula), la presión lateral a una profundidad z se puede aproximar a la siguiente expresión:

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma'_v + u_w \quad (3.1)$$

Donde σ'_v es el esfuerzo normal efectivo y u_w es la presión de poro del agua. K_0 es el coeficiente de presión de tierra en reposo, que para un suelo granular se puede estimar como:

$$K_0 = 1 - \sin(\phi) \quad (3.2)$$

Finalmente, la expresión para determinar la presión lateral de tierra, considerando la estructura en reposo (sin deformaciones) y sin presencia de agua es una distribución triangular creciente de presiones con la profundidad.

Para el caso del edificio del Chancador, la mecánica de suelos recomienda un perfil de empuje lateral de tierra que incluye el efecto de arco a partir de los 30.5m de profundidad, además se incluye el valor del balasto estático equivalente para el ancho del edificio (PETRUS, (2008)). La Figura III-7 muestra el esquema del perfil del empuje estático recomendado por dicho documento.

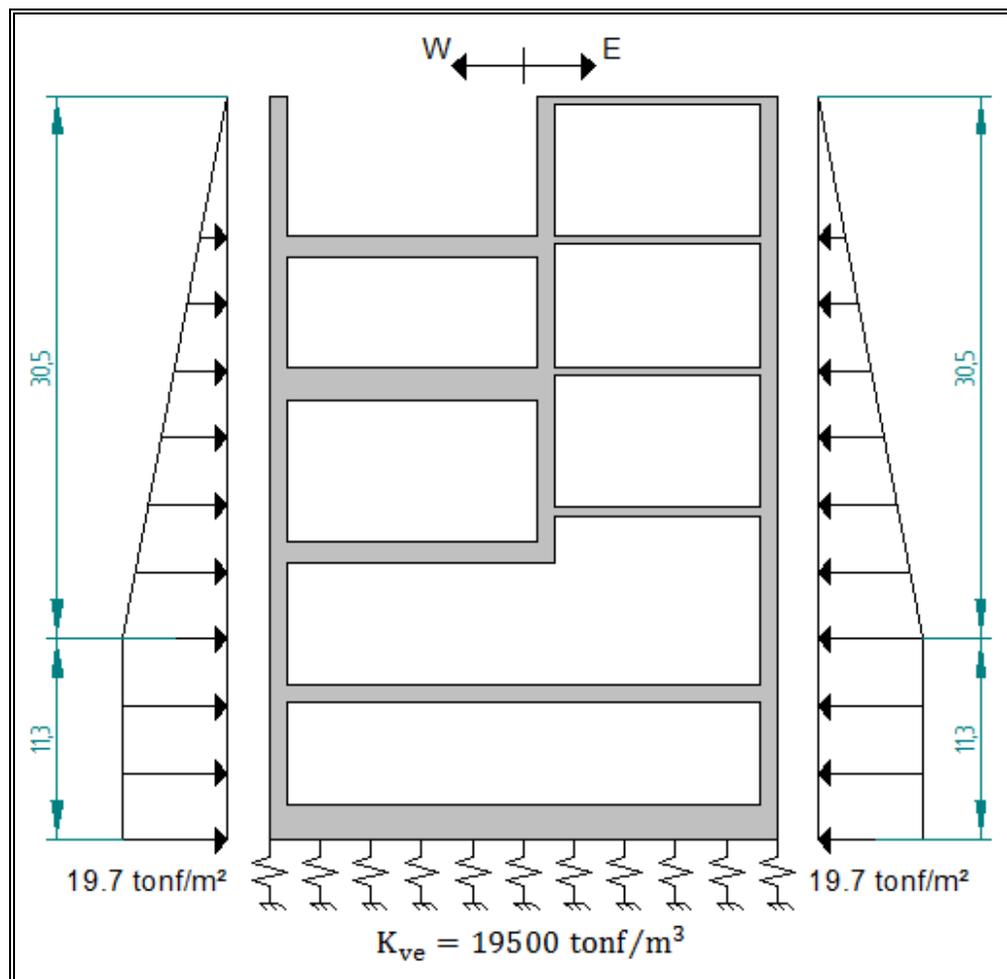


Figura III-7: Empuje lateral estático (adaptado de PETRUS, (2008))

III.4 Empuje Sísmico Cinemático

La acción del sismo es representada por medio de un modelo cinemático, el cual integra la rigidez de la estructura, la rigidez del suelo representada por las constantes de balasto (K_{ve} , K_{vs} , K_{hg} y K_{hr}) y el desplazamiento sísmico del suelo-roca en campo libre relativo a la base de la estructura, δ_s .

En el modelo cinemático el desplazamiento de los muros δ_s , se obtiene a partir de la desangulación de campo libre del suelo. Por lo tanto en el modelo el sismo no corresponderá a una fuerza sino que a un campo de desplazamiento aplicado en la base de los resortes que pueden deslizar horizontalmente (Manual de Carreteras, Vol. N°3, cap. 3.1003.5).

En la Tabla III-1 se entregan los valores de los coeficientes de balasto horizontal en función de la coordenada “z” profundidad de la excavación. Además, los balastos verticales estáticos y sísmicos, y las desangulaciones del suelo especificadas (PETRUS, (2008)).

Tabla III-1: Propiedades de suelos

Coef. Balasto	Estática	Sísmica		Unidad
		Valor	Profundidad (m)	
K_{ve}	191230	-	-	kN/m^3
K_{vs}	-	382459	-	kN/m^3
K_{hg}	-	$785z$	$z \leq 11\text{m}$	kN/m^3
K_{hr}	-	$13729 + 2452z$ $5786z - 69627$	$11 \leq z \leq 25\text{m}$ $25 \leq z \leq 41.8\text{m}$	kN/m^3
θ_{sr}	-	2.5×10^{-5}	-	rad
θ_{sg}	-	5.0×10^{-4}	-	rad

Nota: K (t/m) si z (m)

En la Figura III-8 se muestra la sección del edificio con el sismo horizontal aplicado en la dirección este (equivalente en sentido Oeste), se observan los resortes que representan la rigidez del suelo y el perfil de deformaciones representado por la desangulación de campo libre del suelo.

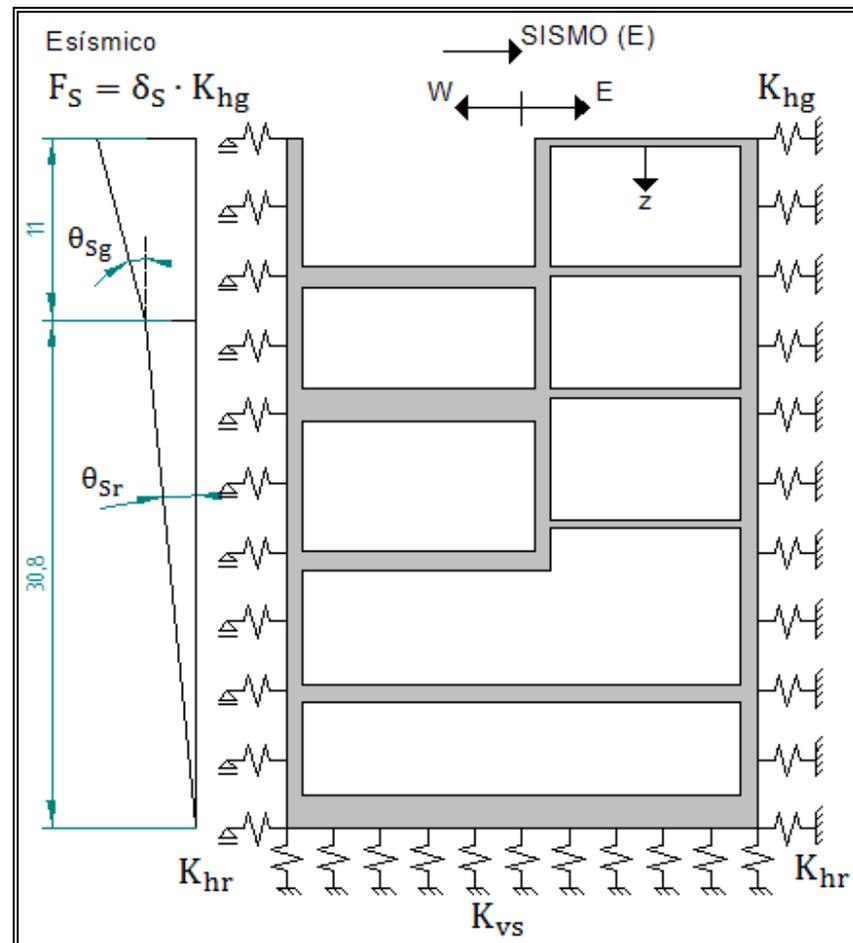


Figura III-8: Modelo empuje sísmico cinemático

En la Figura III-9 se muestra la ubicación en profundidad (m) de los nodos que representan los resortes en a ambos lados del edificio. Estos son útiles para poder evaluar las expresiones mostradas en la Tabla III-1 y aplicarlas en el modelo Sap2000®.

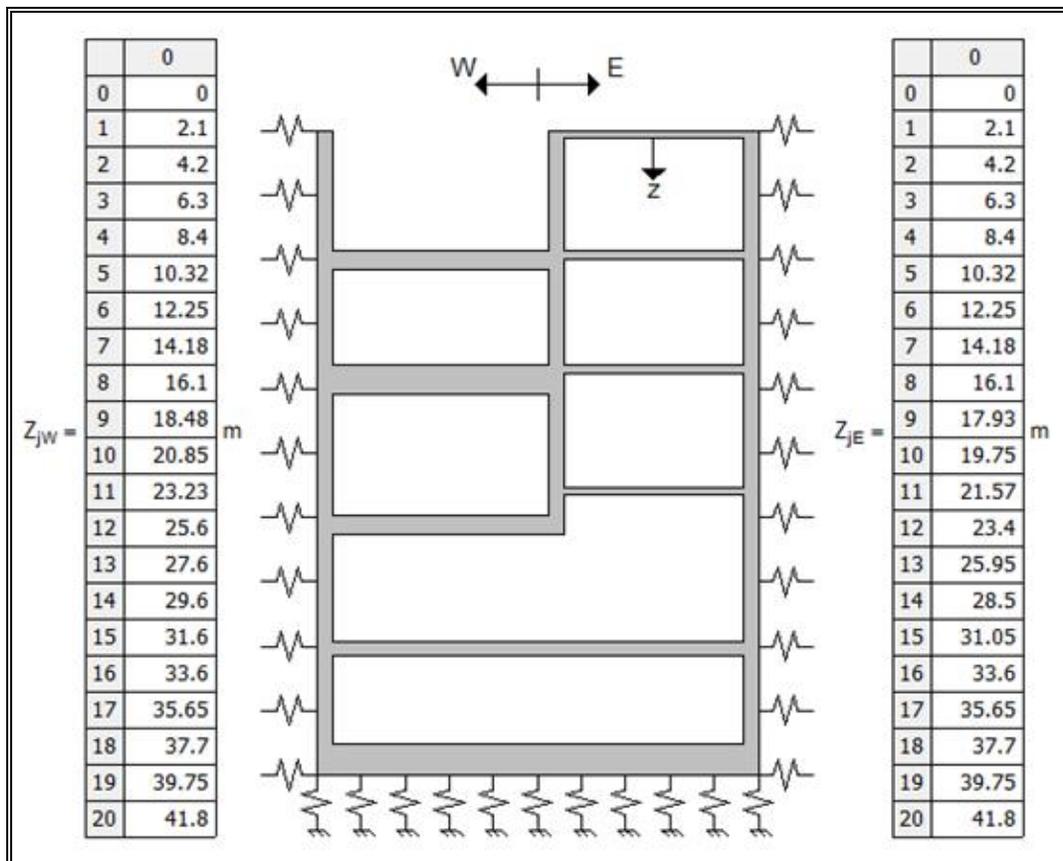


Figura III-9: Coordenadas "z" de nodos de los resortes en los muros

En la Figura III-10 se muestran los valores de los coeficientes de balastos horizontales en función de sus respectivas áreas tributarias y por metro de ancho de muro. Estos se obtienen luego de aplicar las expresiones mostradas en la Tabla III-1.

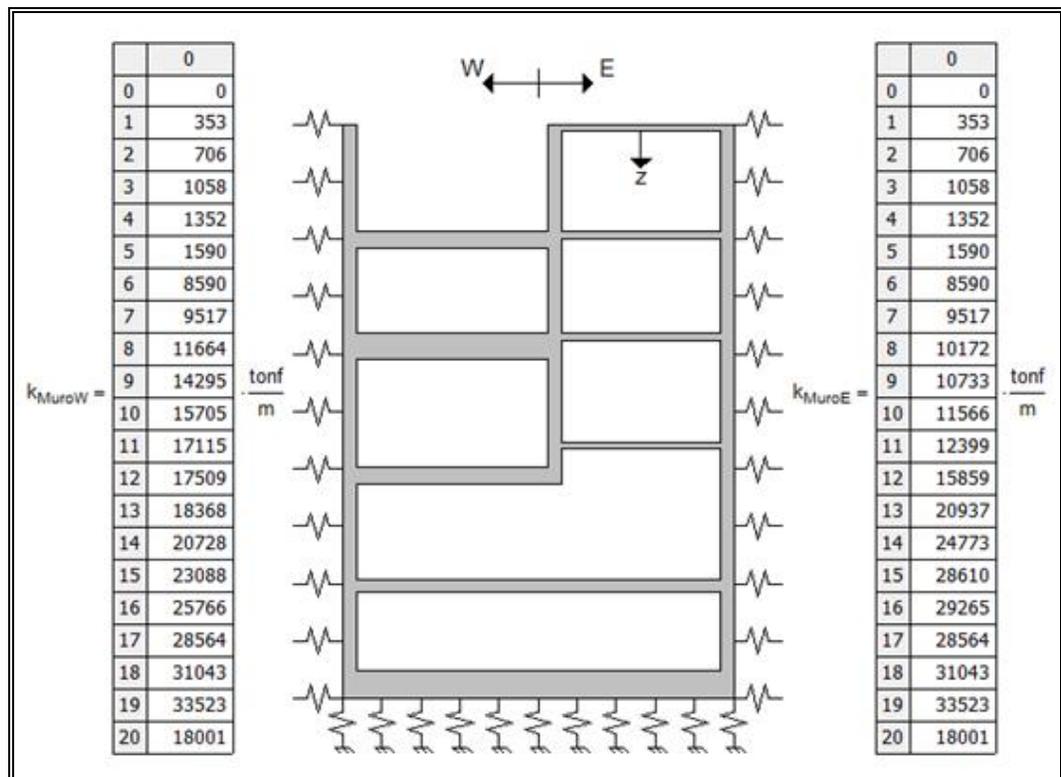


Figura III-10: Coeficientes de balasto sísmico horizontal

En la Figura III-11 se muestran los valores de las deformaciones sísmicas para cada nodo que tiene asociado un balasto horizontal, estos desplazamientos se obtienen a partir de la desangulación sísmica mostrada en la Figura III-8. Finalmente, al aplicar esta deformación al nodo o balasto horizontal, se busca simular una fuerza sísmica horizontal, pero que incorpora además la resistencia o reacción del suelo a través de la fuerza restitutiva del resorte.

$$F_S = K_{muro} \cdot \Delta_{muro} \quad (3.3)$$

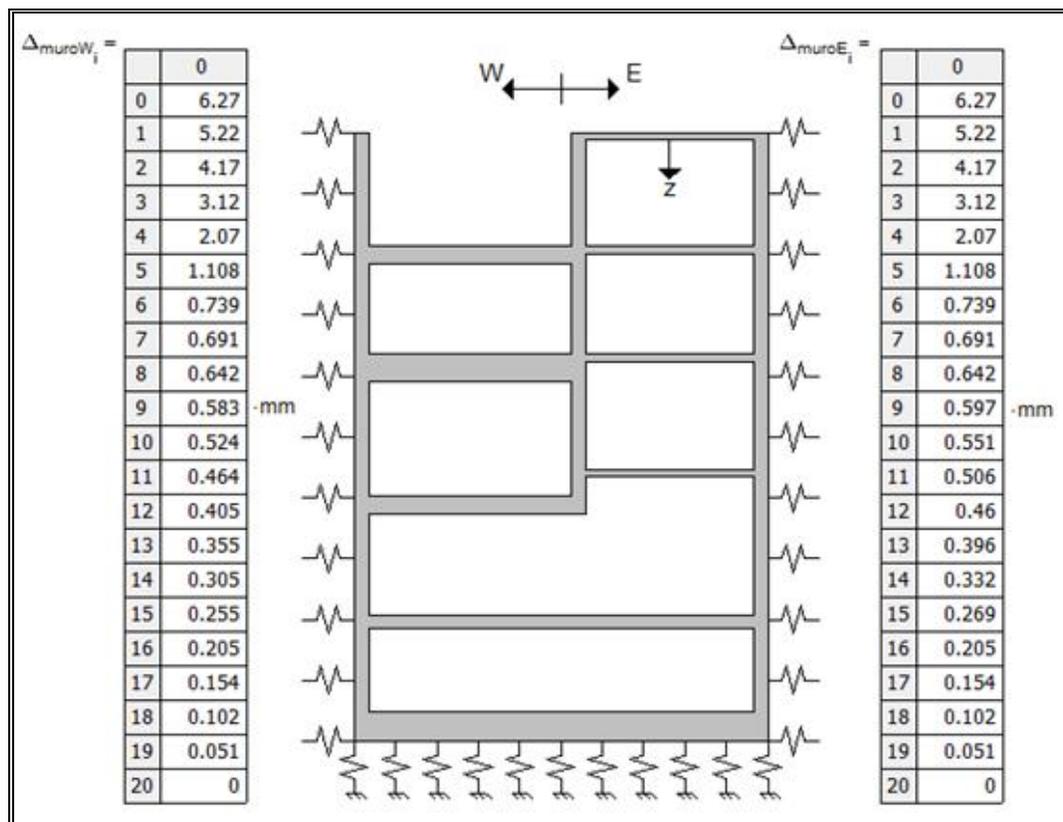


Figura III-11: Deformaciones sísmicas horizontales

III.5 Empuje Sísmico Mononobe Okabe Modificado

Para muros de contención y enterrados que son capaces de desplazarse lateralmente por la acción del sismo, el cálculo del aumento de la presión inducida por el terremoto se puede aproximar por la acción pseudo estática de la teoría de Mononobe-Okabe.

Esta teoría que implica la formación de una cuña que desliza sobre un plano de falla actuando sobre el edificio o muro que contiene el terreno, es decir una acción activa, que se aproxima conservadoramente a una condición estática (sin deformación). Comúnmente se llama teoría de Mononobe-Okabe modificado o en reposo y es ampliamente utilizada en las oficinas de ingeniería por su simplicidad en el análisis y aplicación en el cálculo de empujes sísmicos en estructuras enterradas. Los valores de los parámetros utilizados en esta teoría se muestran en las Tablas III-2 y III-3.

En la Figura III-12 se muestra la sección del edificio con el sismo horizontal aplicado en la dirección este (equivalente en sentido oeste), según la metodología pseudo estática Mononobe Okabe Modificado. La teoría de M-O provee sólo de un empuje lateral total, de forma que existen varias propuestas para transformar este empuje en una carga distribuida lateral. El diagrama presentado en la Figura III-12, asume el empuje de M-O distribuido como un triángulo invertido, sin embargo existen varias otras opciones para distribuir esta carga.

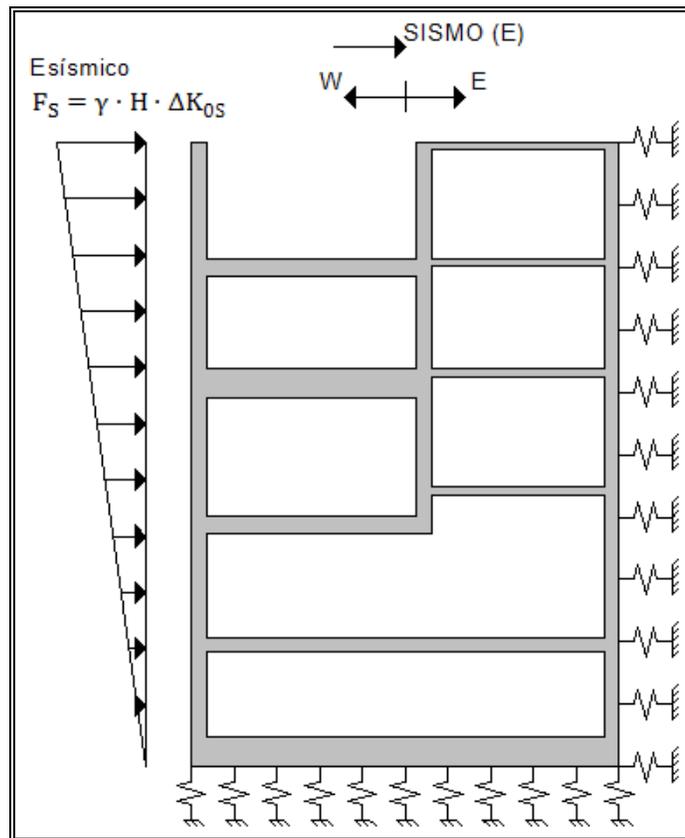


Figura III-12: Modelo empuje sísmico Mononobe Okabe Modificado

Las expresiones para determinar los parámetros involucrados en este análisis se muestran a continuación:

$$k_h = \frac{a_{max}}{2g} \quad (3.4)$$

$$\theta = \text{atan} \cdot \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad (3.5)$$

$$k_0 = 1 - \sin(\phi) \quad (3.6)$$

$$K_a = \left(\frac{\frac{1}{\cos(\alpha)} \cdot \cos(\alpha - \phi)}{\sqrt{\cos(\delta + \alpha)} + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha - \beta)}}} \right)^2 \cdot \cos(\alpha) \quad (3.7)$$

$$K_{as} = \frac{\cos(\phi - \alpha - \theta)^2}{\cos(\theta) \cdot \cos(\alpha)^2 \cdot \cos(\delta + \alpha + \theta) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \alpha + \theta) \cdot \cos(\beta - \alpha)} \right)^{0.5} \right]^2} \quad (3.8)$$

$$\Delta k_{0s} = K_0 \cdot \left(\frac{K_{as}}{K_a} - 1 \right) \quad (3.9)$$

$$F_s = \gamma_s \cdot h_T \cdot \Delta k_{0s} \quad (3.10)$$

Tabla III-2: Parámetros teoría Mononobe Okabe

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Ángulo fricción	ϕ	40.0	°
Ángulo de inclinación muro	α	0.0	°
Ángulo de fricción muro	δ	25.0	°
Ángulo de inclinación suelo sobre muro	β	0.0	°
Aceleración máxima	a_{\max}	0.3	g
Coefficiente sísmico horizontal	k_h	0.15	-
Coefficiente sísmico vertical	k_v	0.0	-
Ángulo	θ	8.53	°

Tabla III-3: Calculo de fuerzas teoría Mononobe Okabe

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Coefficiente presión tierra reposo	k_0	0.357	-
Coefficiente presión tierra activo	K_a	0.199	-
Coefficiente sísmico presión tierra activo	K_{as}	0.287	-
Coefficiente incremento sísmico presión tierra reposo	ΔK_{0s}	0.157	-
Densidad relleno	γ_s	21.1	kN/m ³
Altura edificio	h_T	41.8	m
Empuje sísmico	F_s	138.2	kPa

III.6 Empuje Sísmico Estático NCh433

Otra metodología de análisis para el cálculo de empujes en muros subterráneos es la especificada en la norma chilena de Diseño Sísmico de Edificios NCh433.Of96. Este análisis considera suelos con superficie horizontal, actuando sobre muros perimetrales verticales arriostrados por losas de piso. La componente estática del empuje de tierras debe evaluarse para una condición de reposo.

En la Figura III-13 se muestra la sección del edificio con el sismo horizontal aplicado en la dirección este (equivalente en sentido oeste), según la metodología estática de la norma chilena NCh433.

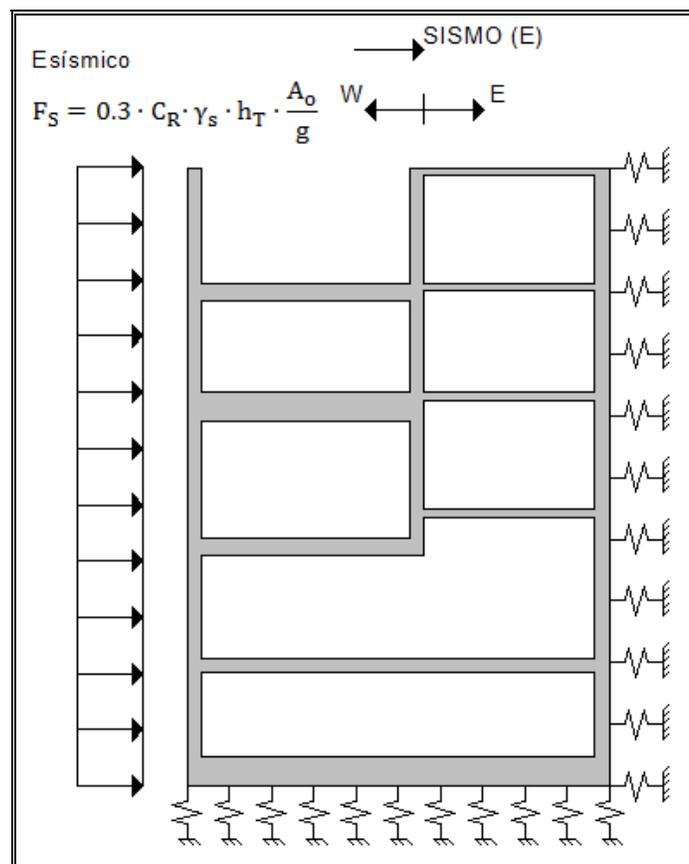


Figura III-13: Modelo empuje sísmico NCh433

La expresión para determinar el empuje sísmico según NCh433 se muestra a continuación:

$$F_S = 0.3 \cdot C_R \cdot \gamma_s \cdot h_T \cdot \frac{A_0}{g} \quad (3.11)$$

Los valores de los parámetros utilizados en esta teoría se muestran en la Tabla III-4.

Tabla III-4: Parámetros teoría estática Norma Chilena NCh433

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Coficiente suelos duros o compactos	C_R	0.45	-
Aceleración sísmica efectiva	A_0	0.2	g
Densidad relleno	γ_s	21.1	kN/m ³
Altura edificio	h_T	41.8	m
Empuje sísmico	F_S	23.8	kPa

III.7 Sísmo Pseudo-Estático

Para el modelo del edificio en Plaxis® se considera un análisis sísmico pseudo-estático, que es equivalente a prescribir una aceleración independiente a la vertical o de gravedad para modelar fuerzas dinámicas. Los valores de entrada de las componentes de aceleración de x o de y se expresan en términos de la aceleración normal de la gravedad g .

En el caso de este estudio se considera que el edificio se encuentra localizado en la Zona Sísmica I según lo indicado en (PETRUS, (2008)), con una aceleración máxima de campo libre en la roca de $a_{\max}=0.27g$, el informe recomienda utilizar una fuerza de inercia equivalente al 50% de la aceleración máxima considerada en la roca en dirección X, es decir $C_s=0.14g$.

Esta condición sísmica del suelo es comparativa a una condición estructural del edificio equivalente a diseñar con los parámetros sísmicos típicos para este tipo de estructuras, según norma chilena de diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales NCh 2369.Of2003; es decir, factor de reducción de la respuesta sísmica $R=3$ y razón de amortiguamiento $\xi=5\%$, que para la Zona Sísmica I implica un coeficiente sísmico equivalente de $C_s=0.14$, según Tabla 5.7 NCh 2369.Of2003.

Esta constante se ingresa en el modelo Plaxis®, en las configuraciones generales del proyecto donde se define la aceleración en dirección X y se aplica a todo el modelo para considerar de esta forma las fuerzas inerciales del edificio y de la masa de suelo que lo rodea.

III.8 Análisis Dinámico

Finalmente se estudiará el edificio bajo la acción de un registro sísmico en particular con la metodología de análisis sísmico dinámico tiempo historia lineal con Sap2000®. Este análisis se utiliza para conocer el comportamiento de la estructura bajo la acción lineal de la interacción suelo-estructura simplificada a través de resortes equivalentes a ambos lados del edificio (similar al modelo Cinemático), pero incorporando el efecto real de un terremoto y las fuerzas inerciales inducidas.

En la Figura III-14, se muestra el registro sísmico a utilizar para análisis tiempo historia, este registro corresponde al medido en la estación de Rapel dirección Norte-Sur (NS) para el terremoto del 27 de Febrero año 2010. El registro se desarrolla en un tiempo de 88s con una aceleración máxima de -2.03m/s^2 (0.21g) a los 25.05s, escalado a 0.27g en el modelo de manera equivalente al especificado por la mecánica de suelos (PETRUS, (2008)).

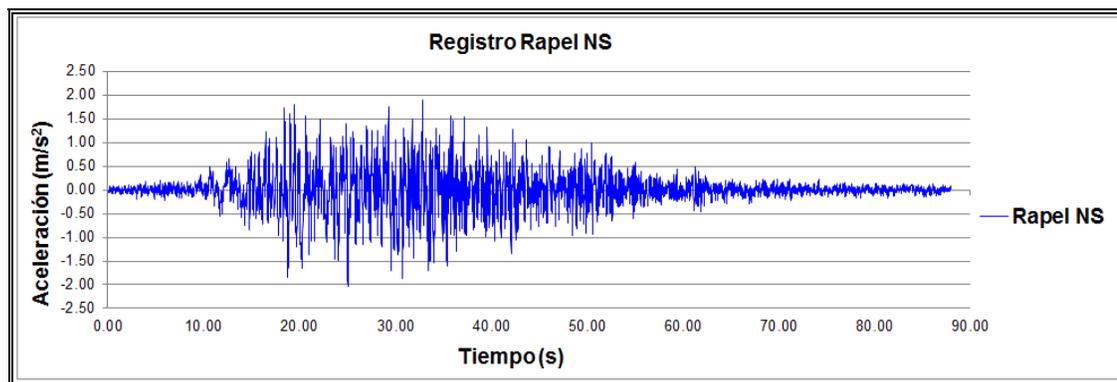


Figura III-14: Registro sísmico Rapel NS, año 2010

Se seleccionó este registro por tratarse de un sismo en roca tal como es el caso modelado en elementos finitos y además, posee un rango de amplitud sísmica fuerte y bien marcada en el tramo central.

IV. RESULTADOS

IV.1 Validación del Modelo

Antes de comenzar con los análisis y resultados se realiza una validación del modelo para contrastar el funcionamiento de los elementos estructurales del software Plaxis® frente al de Sap2000®. Este análisis consiste en comparar el modelo del edificio en Sap2000® y Plaxis®, de esta forma se estudian los resultados de deformación y esfuerzos de flexión para verificar por ejemplo que se incluyan en forma comparable las deformaciones por corte de los elementos y se realice de forma adecuada el equilibrio de las fuerzas.

En la Figura IV-1 se muestra el modelo a comparar en Sap2000® y Plaxis®. Se considera sólo el peso propio del edificio más una fuerza horizontal en el nivel del Chancador de 100kN, para incluir en forma aproximada el empuje lateral del suelo. Además, el peso del equipo del Chancador (325.58kN/m) para evaluar la flexión del nodo viga-columna en este nivel.

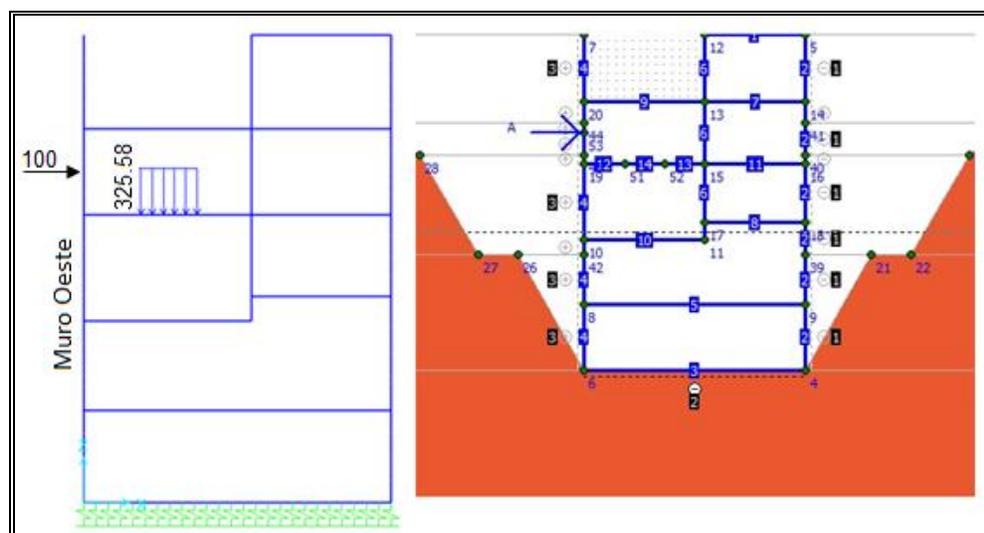


Figura IV-1: Modelo validación Sap2000® y Plaxis®

En la Figura IV-2 se muestran para el muro cara oeste (eje 0.0 equivalente en las figuras), los gráficos comparativos de los esfuerzos de flexión y deformación horizontal para el modelo Sap2000® y Plaxis® (valores distribuidos en la profundidad de enterramiento z).

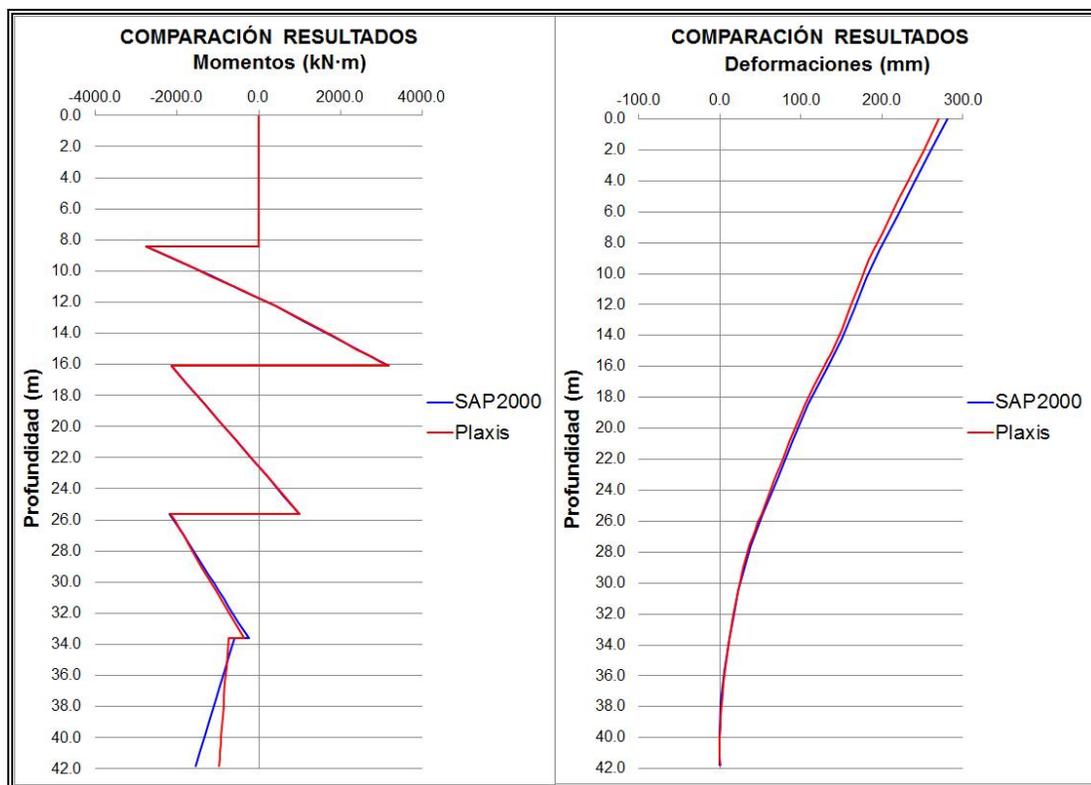


Figura IV-2: Modelo validación Sap2000® y Plaxis® - resultados

Se observa en la Figura IV-2 la equivalencia en los resultados de esfuerzos de momento y deformación horizontal obtenidos a través del software Sap2000® y Plaxis®, con esto se demuestra que la formulación de los elementos estructurales es equivalente y válida la comparación de los modelos en términos de rigidez flexural, rigidez al corte y algoritmos de solución. La diferencia de esfuerzo de momento en la base del muro se explica por la interacción de los resortes en la base que distorsionan la rigidez en la esquina del modelo Sap2000®.

Otro resultado a evaluar y comparar es el valor de empuje estático obtenido por medio del software Plaxis® y el calculado mediante la distribución de empujes de la Figura III-7.

El software Plaxis® a través de la herramienta “Cross Section” permite obtener los resultados de las tensiones horizontales a lo largo de una sección transversal del modelo y la fuerza equivalente que representa la integral de las tensiones. Esta distribución de variables se obtiene a partir de la extrapolación de los puntos de tensión (puntos de integración) en la malla de elementos finitos, por esto varía dependiendo de la distancia donde se realiza el plano de corte con respecto al muro del edificio que se desea evaluar.

En la Figura IV-3, se observa para el muro Oeste la distribución de tensiones horizontales o normales al plano de corte seleccionado indicando el valor de la integral o resultante total del empuje, evaluado aproximadamente en la interface entre la estructura y el suelo de relleno. En la Figura IV-4 se muestra la superposición de los perfiles de empuje estático o teórico versus lo obtenido a través del software Plaxis®.

El valor del empuje lateral total o equivalente obtenido a partir del software Plaxis® es de 4670 kN/m, comparadas con las 5130 kN/m, calculado con la distribución del empuje estático recomendado por PETRUS (2008) (Figura III-7). Bajo la hipótesis de la deformación lateral nula. Con una diferencia aproximada del 9%.

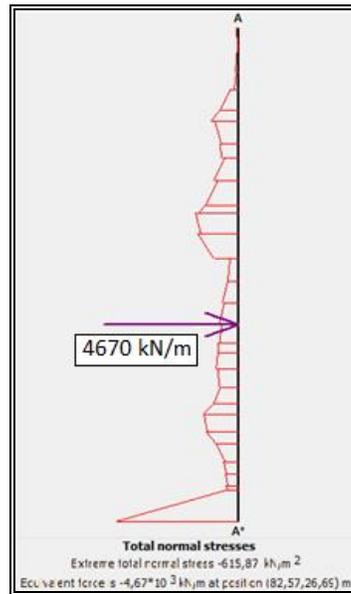


Figura IV-3: Empuje lateral Plaxis®

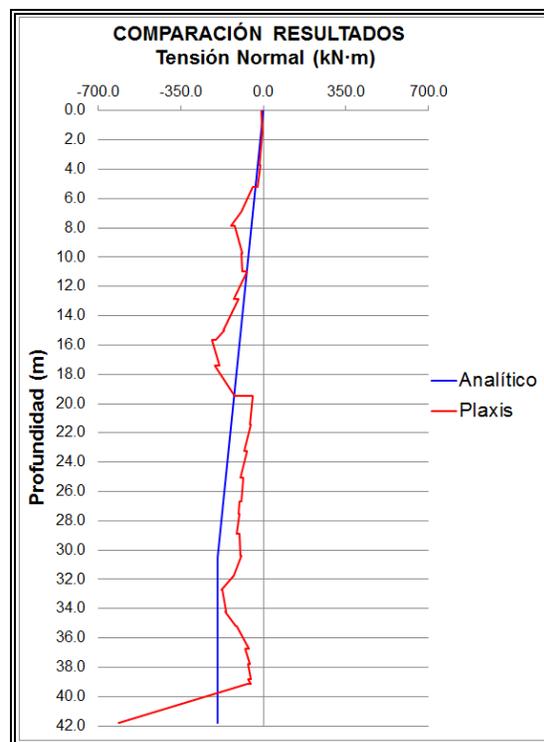


Figura IV-4: Tensiones horizontales Plaxis® v/s Analítico

Se observa en la Figura IV-3 y IV-4 que existen claras diferencias en la modelación aproximada del perfil de empuje del modelo analítico con lo obtenido a través del software Plaxis®, en el cual la distribución es más bien homogénea en el muro con la profundidad, con un peak en el nivel donde se apoya el equipo de Chancador producto principalmente por la fuerte rigidez de la losa. Este comportamiento es equivalente en la fundación donde se distorsiona además por el relleno que termina en forma de cuña en la base del muro con una fuerte rigidez por el apoyo de la esquina sobre la roca existente.

En las Figuras IV-5 y IV-6 se muestran los resultados de momento transversal para los muros Oeste (W), Este (E) y losa inferior del edificio, superponiendo los diagramas de momento para la condición estática analítica calculada en Sap2000® versus lo obtenido a través del software Plaxis®.

Asimismo, en la Figura IV-7 se muestran para los muros Oeste (W) y Este (E) las deformaciones horizontales para la condición estática analítica calculada en Sap2000® comparadas con los resultados obtenidos a través del software Plaxis®.

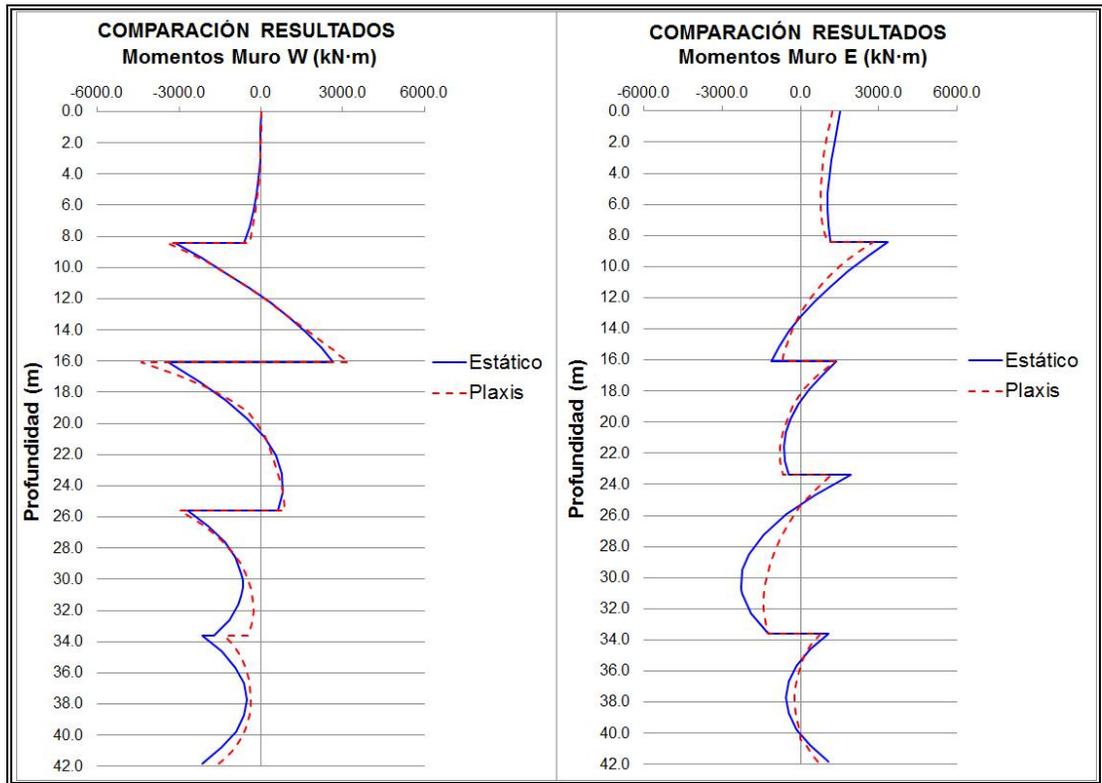


Figura IV-5: Comparación momentos muros – empuje estático

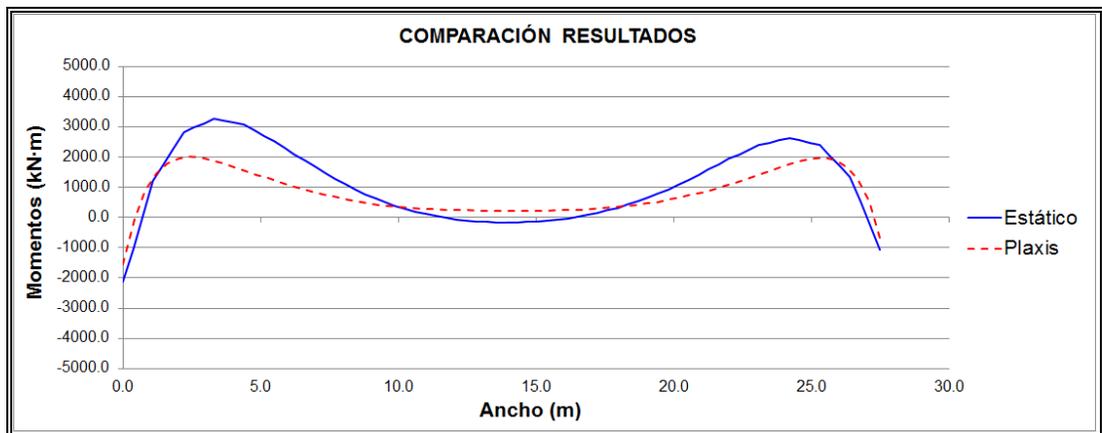


Figura IV-6: Comparación momentos losa – empuje estático

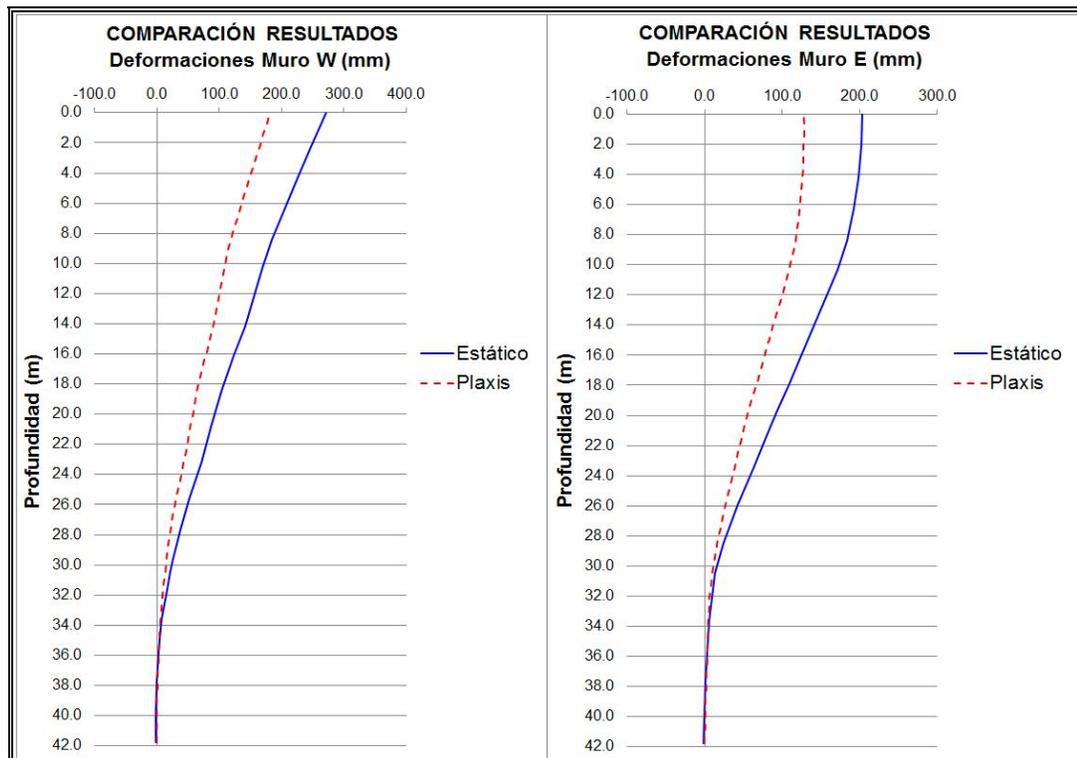


Figura IV-7: Comparación deformación muros – empuje estático

En las Figuras IV-5 y IV-6 se observa que los efectos reales del empuje en la zona superior de los muros son similares a los obtenidos por el método analítico, debido a que las fuerzas de empuje son pequeñas, con una diferencia de 20% en la zona más rígida de la losa del Chancador, a diferencia de las zonas bajas del edificio con diferencias de 70% donde los efectos homogéneos del empuje en Plaxis® son distintos al efecto concentrado del modelo analítico que incrementa los esfuerzos de momento.

En la Figura IV-7 los resultados de desplazamiento lateral muestran diferencias del orden del 50%, debido a que la deformación principal del edificio es por peso propio (concentrada hacia la derecha) la modelación por Plaxis® que incluye construcción secuencial aminora las deformaciones por el efecto de confinamiento del edificio antes de la instalación del Chancador.

IV.2 Tensiones Verticales y Deformaciones de Corte

Los primeros resultados a revisar son el valor de las tensiones verticales y deformaciones de corte entregadas en el modelo de elementos finitos para la condición sísmica pseudo estática. Las tensiones verticales son importantes pues denotan que el bulbo de presiones esta contenido y se desarrolla dentro de los límites del modelo y no sobrepasan las tensiones de contacto admisibles recomendadas por el estudio de suelos. Las deformaciones de corte ilustran la movilización de la fricción en el suelo por deslizamiento de partículas que afectarán los empujes sobre la estructura.

En la Figura IV-8 se muestran los resultados de Plaxis® para las tensiones verticales máximas y las deformaciones de corte máximas asociadas al suelo cercano a la estructura del edificio de Chancador Primario.

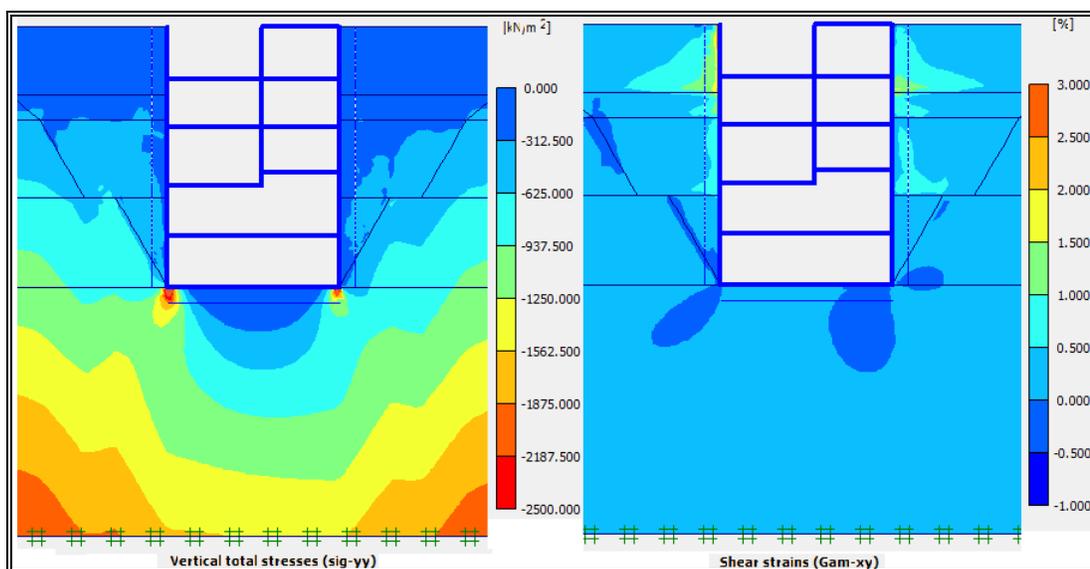


Figura IV-8: Tensiones verticales – Deformaciones de corte

Se observa en la Figura IV-8 que el bulbo de presiones se desarrolla completamente dentro de los límites del modelo, por lo tanto la estructura y su comportamiento no se ve influenciada por las condiciones de borde, la profundidad equivalente a la altura del edificio “H” es adecuada para el suelo de fundación. Asimismo, en las deformaciones de corte se observa que son mayores en las esquinas de la base del edificio debido principalmente a las cargas que bajan por los muros y son más bien pequeñas debido a que la estructura es rígida y se apoya sobre un suelo rígido. Esto cambia en la parte superior de los muros donde si desarrollan mayores deformaciones laterales induciendo deformaciones por corte en el suelo de relleno a ambos lados del edificio. De todas formas, los valores son bastante bajos y no superan el 3%.

IV.3 Sismo Dirección Este

Para el sismo dirección Este se muestran los resultados de esfuerzos de momento para los muros poniente, oriente y losa inferior; y deformaciones para los muros poniente, oriente. Se exponen los resultados para los 3 métodos aproximados analizados; Cinemático, Mononobe Okabe Modificado y Sísmico Estático NCh433 y se comparan con los resultados obtenidos a través del software Plaxis® para el Modelo elástico (Mohr Coulomb) y con endurecimiento (Hardening Soil model).

Se analizan tres fases de construcción modeladas según las secuencias de relleno y construcción expuestas en el capítulo III.2. las fases de construcción analizadas son: una primera etapa (MR) para el relleno a mitad de construcción; una segunda etapa (FR) con relleno finalizado, pero antes de instalación del equipo de Chancador; y una tercera etapa final (FC) con el Chancador instalado y la aplicación del sismo pseudo estático.

En la Figura IV-9 se muestra un esquema del edificio indicando la dirección del sismo este y los elementos estructurales que serán analizados, estos elementos son: muro Oeste, muro Este y losa inferior de fundación.

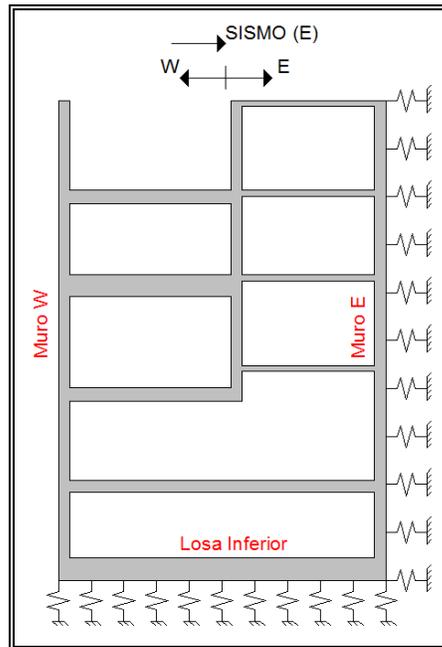


Figura IV-9: Dirección sismo este – elementos a comparar

IV.3.1 Resultados esfuerzos de momento

A continuación se muestran los resultados de momento transversal para los elementos indicados, superponiendo los diagramas de momento para los tres modelos aproximados analizados: Modelo Cinemático, Mononobe Okabe y NCh433 versus los obtenidos a través del software Plaxis® para el modelo Mohr Coulomb y el que considera endurecimiento (Hardening Soil model).

En las Figuras IV-10 a IV-15 se muestran los diagramas de momento para las tres fases de construcción ya indicadas mitad del relleno (MR), final del relleno (FR) y final de construcción (FC) con aplicación de sismo. Los modelos aproximados siempre consideran la construcción final, por lo tanto las secuencias intermedias son informativas y muestran cómo se van desarrollando los esfuerzos a medida que avanza la construcción de los rellenos y del edificio. En todos los gráficos el eje 0.0 indica el muro o losa a analizar.

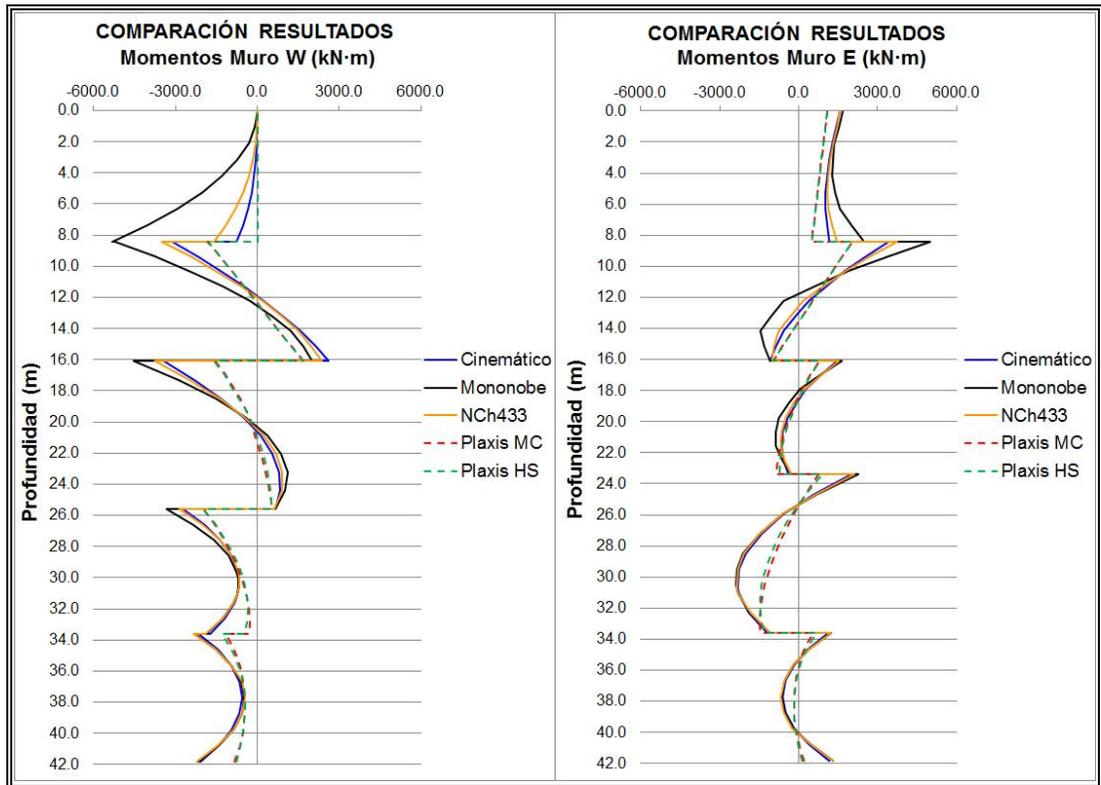


Figura IV-10: Comparación momentos muros – sismo este – mitad relleno

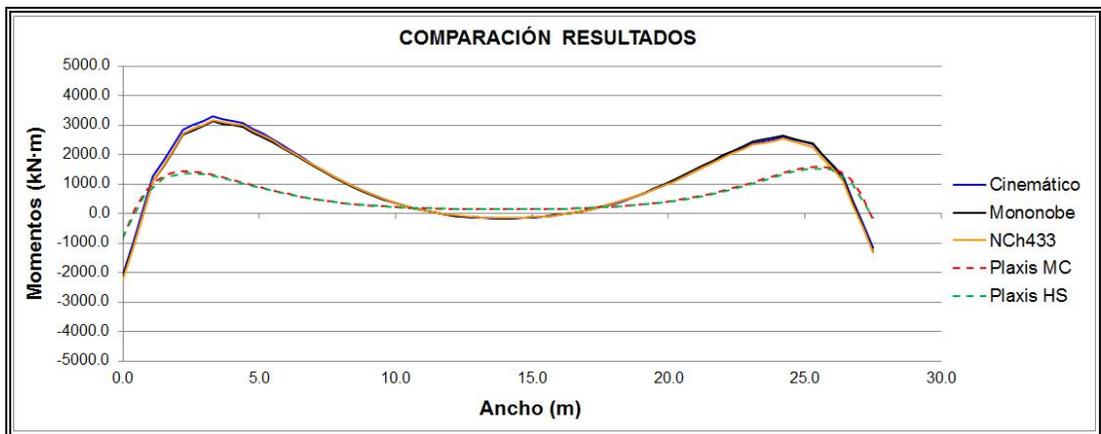


Figura IV-11: Comparación momentos losa – sismo este – mitad relleno

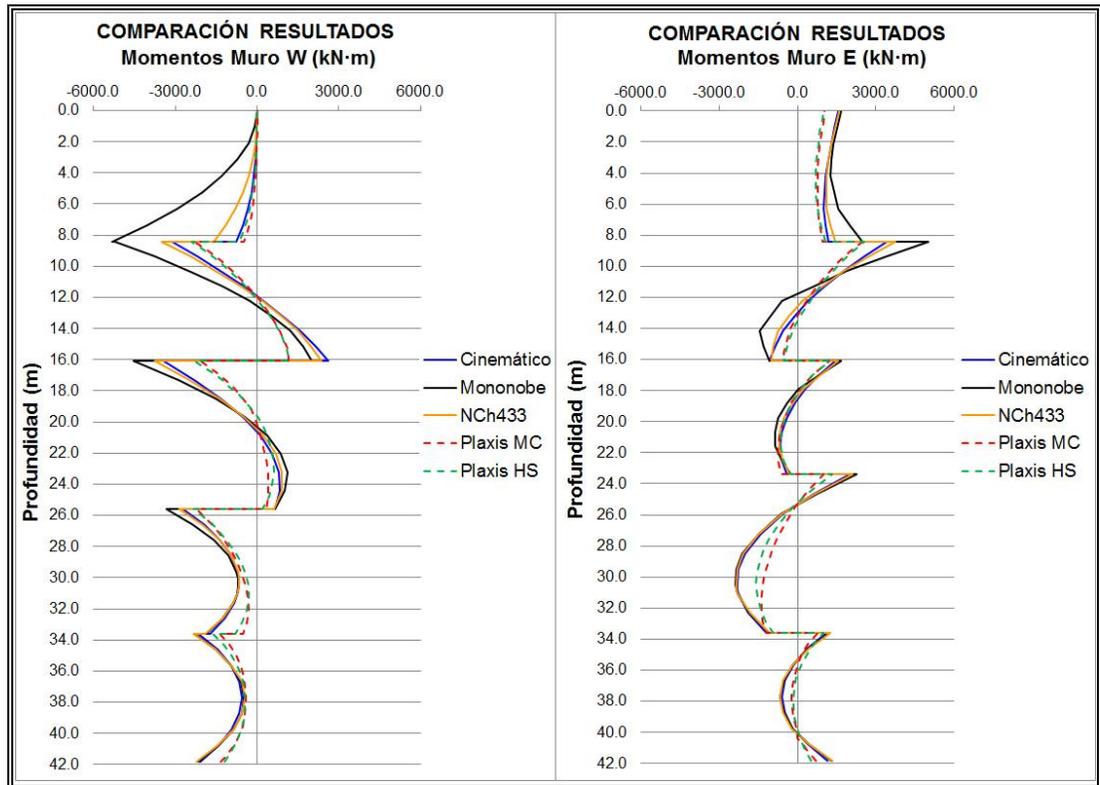


Figura IV-12: Comparación momentos muros – sismo este – final relleno

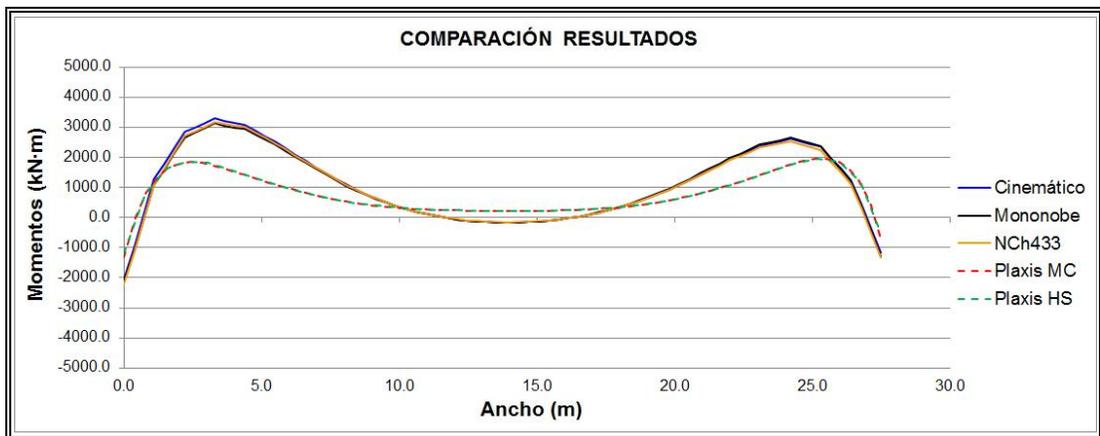


Figura IV-13: Comparación momentos losa – sismo este – final relleno

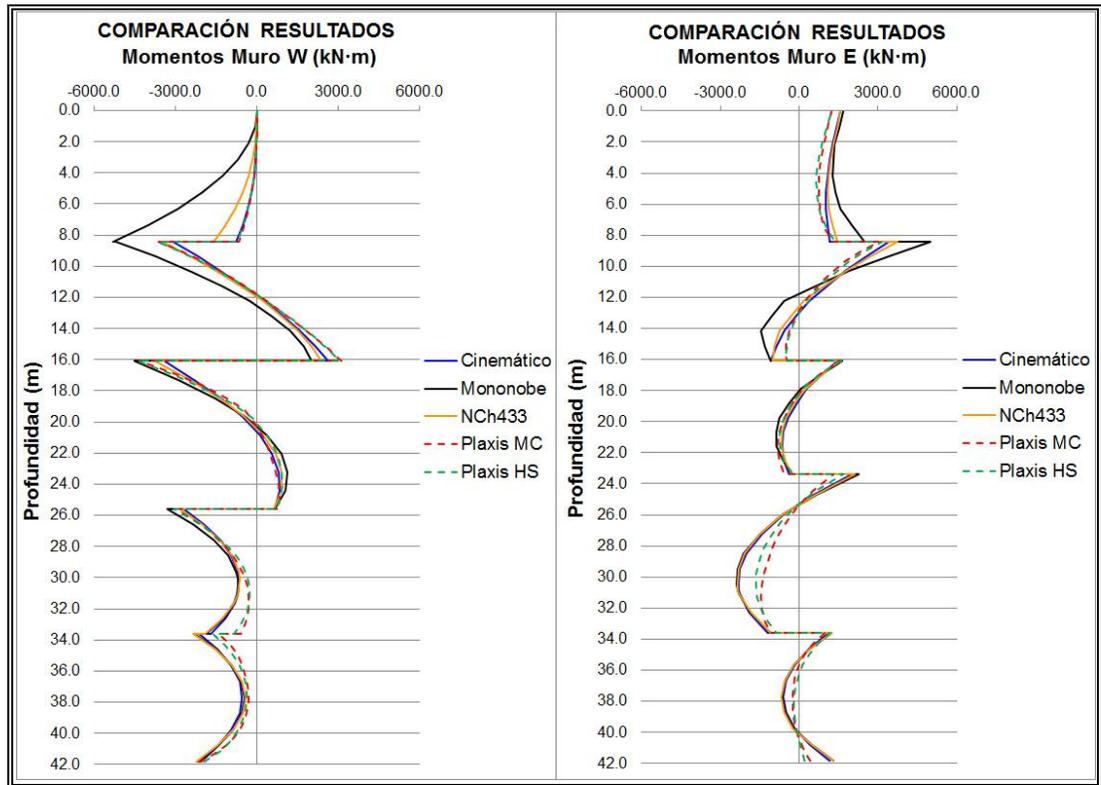


Figura IV-14: Comparación momentos muros – sismo este – final construcción

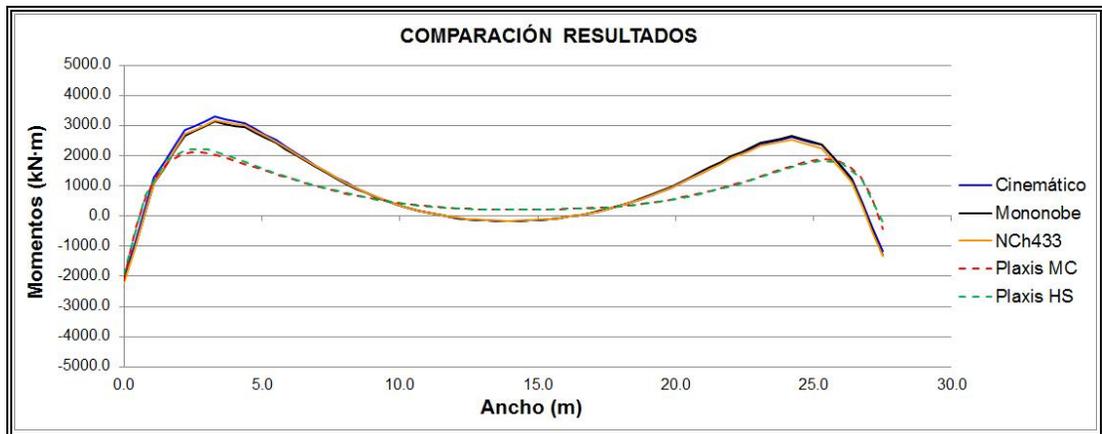


Figura IV-15: Comparación momentos losa – sismo este – final construcción

Se observa en las figuras IV-10 a IV-15 para el sismo dirección Este cómo evolucionan los momentos en los muros y losa de fundación a medida que avanzan los rellenos alrededor del edificio. Se hace hincapié que siempre se compara el modelo de elementos finitos frente a los modelos analíticos que consideran el efecto final de la construcción.

En las figuras IV-10 y IV-11 los resultados para el relleno a medio construir indican esfuerzos claramente menores en los muros Oeste y Este, debido principalmente a que existe empuje solo en la base del edificio y es pequeño induciendo esfuerzos menores en la zona inferior de los muros y nulos en la parte superior. Es importante notar que los signos de los momentos no se ven afectados y sólo cambia su magnitud.

En las figuras IV-12 y IV-13 los resultados para el relleno construido totalmente indican valores mayores a los observados anteriormente y una buena similitud en el perfil de esfuerzos con los modelos analíticos. Claramente el modelo cinemático es el que más se aproxima a la respuesta del modelo de EF, mientras que el modelo simplificado de Mononobe produce exagerados esfuerzos de momento debido a la forma de aplicación de la carga concentrada en la parte superior flexible de los muros induciendo grandes esfuerzos en los niveles rigidizados por las losas. Similar efecto produce el modelo de la norma NCh433, pero en menor medida que el modelo de Mononobe Okabe.

En la losa inferior se observan diferencias en los peak de momento que se explica principalmente por la modelación con resortes del suelo de fundación, estos interactúan de manera independiente unos de otros amplificando su comportamiento, a diferencia del modelo más realista en que el suelo es un continuo que se ve afectado en su totalidad homogeneizando los resultados.

Finalmente en las figuras IV-14 y IV-15 se observa el comportamiento final del edificio con el relleno terminado, el equipo ya instalado y la aplicación del sismo pseudo estático. En esta fase ya se pueden comparar uno a uno los modelos analíticos aproximados versus los modelos en Plaxis® que simboliza el comportamiento más realista de la interacción suelo estructura.

Se observa ahora que mejora significativamente el comportamiento de los esfuerzos en los muros y en la losa de fundación. El modelo cinemático es claramente el que mejor se aproxima a la respuesta del modelo de EF manteniendo la línea del perfil de esfuerzos y el orden de magnitud, mostrando eso sí, que en algunas zonas de fuerte rigidez y producto de los resortes horizontales el modelo cinemático es menos rígido y deja de ser conservador con diferencias del orden de 15% con respecto al modelo de EF.

En el nivel superior de los muros el método alternativo de Mononobe exagera fuertemente los esfuerzos de momento en la zonas de empotramiento con diferencias del orden de 600% para el muro Oeste y 80% en el muro Este respecto del modelo de elementos finitos, debido principalmente a la forma de aplicación de la carga concentrada en la parte superior flexible del muro, despreciando el comportamiento más realista de los empujes que se mantienen homogéneos con la profundidad de enterramiento. Similar efecto produce el método de la norma NCh433, pero en menor medida con diferencias del orden de 110% para el muro Oeste y 65% en el muro Este.

En la zona inferior de los muros se observa que los modelos analíticos son conservadores con respecto a los esfuerzos más realistas, mostrando resultados por encima de los obtenidos en los modelos de elementos finitos con diferencias del orden de 60%. Esto se puede explicar por los efectos homogéneos del empuje y la modelación con resortes del suelo de fundación ya discutidos.

En la losa de fundación las diferencias en los peaks disminuye y se acercan los valores de esfuerzos, inducido principalmente por la aplicación total de la carga vertical que incluye el peso del equipo de Chancador, sin embargo los modelos analíticos muestran nuevamente resultados por encima de los modelos en elemento finito incluyendo un cambio de signo en el esfuerzo de momento en la zona central de la losa producto de los fuertes momentos en las esquinas.

Finalmente, no se aprecia diferencia en los esfuerzos de momento para el modelo lineal Mohr Coulomb y con endurecimiento (Hardening Soil model), debido principalmente a que el comportamiento del edificio-suelo es lineal con pequeñas deformaciones, por lo tanto los efectos no lineales son despreciables.

IV.3.2 Resultados deformaciones horizontales

En la Figura IV-16 se muestran para los muros Oeste (W) y este (E) las deformaciones horizontales para las tres fases de construcción ya indicadas comparadas con los resultados de los métodos teóricos aproximados. Se incluyen los resultados en una sola imagen para observar la transición de la deformada horizontal a medida que se construyen secuencialmente los rellenos y el edificio de Chancador.

Se omiten las deformaciones verticales de los muros, debido a que son despreciables en comparación a las horizontales. Asimismo, para las deformaciones verticales en la losa de fundación del edificio.

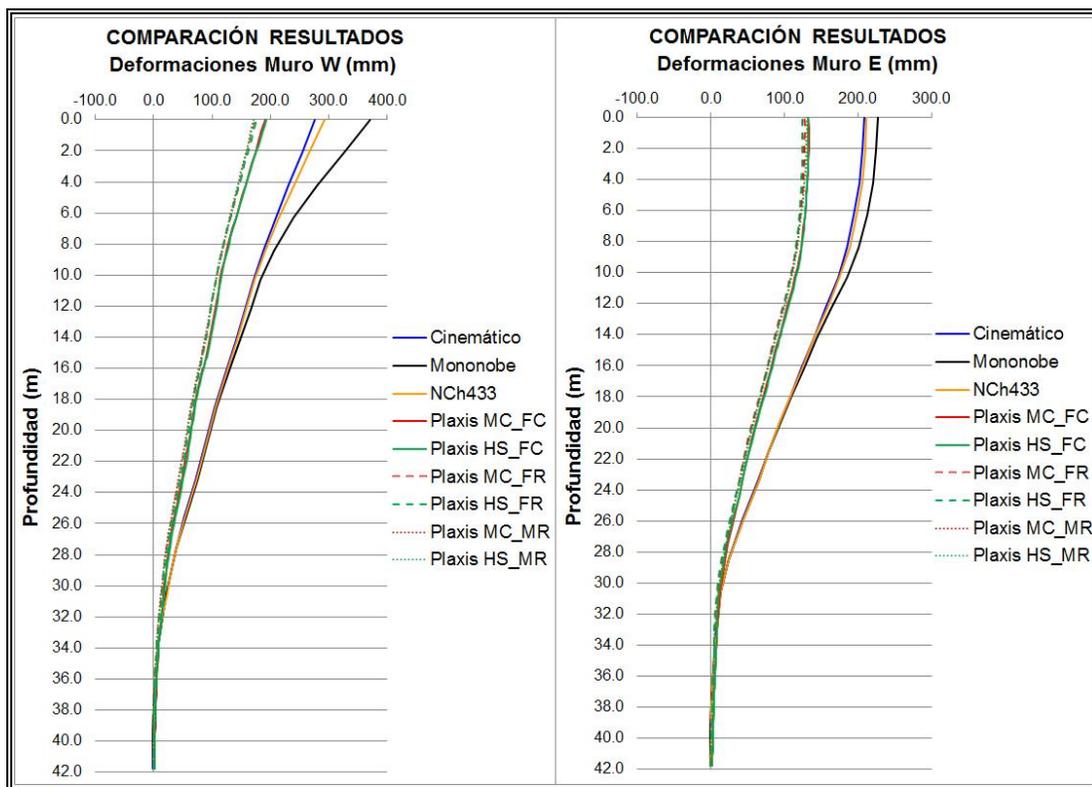


Figura IV-16: Comparación deformación muros – sismo dirección este

En la figura IV-16 los resultados de desplazamiento lateral para las tres fases de construcción analizadas indican diferencias importantes entre los modelos analíticos simplificados en comparación con los obtenidos del modelo de elementos finitos.

Primero, se aprecia que las fases de construcción no modifican significativamente los desplazamientos laterales, además de aumentos de las deformaciones en muro Oeste y disminuciones de las deformaciones en el muro Este a medida que se incrementan los empujes por la construcción de los rellenos. Esto se debe a que la deformación principal del edificio es de peso propio (concentrado a la derecha por geometría), por lo tanto al incrementar el empuje lateral del suelo sobre la estructura adicionalmente se produce un desplazamiento al muro Oeste y se contrapone en el muro Este. En el caso final de

construcción se aplica además sismo dirección Este incrementando el empuje y desplazamiento en muro Oeste y desplazamiento en el muro Este.

Existen diferencias importantes entre las deformaciones del modelo de elementos finitos en comparación con los modelos analíticos simplificados que producen exagerados efectos de desplazamiento lateral, debido a la aplicación concentrada de la carga en la parte superior flexible de los muros. El método de Mononobe presenta diferencias del orden de 90% para el muro Oeste y 70% en el muro Este con respecto al método de EF, en menor medida el método cinemático y NCh433 con diferencias de 60% para ambos muros. En el modelo continuo de EF se redistribuyen las tensiones de la masa de suelo en forma más homogénea. Además, por efectos de la forma de modelación de los métodos simplificados de Mononobe y NCh433, en la cara de aplicación del sismo equivalente se eliminan los resortes laterales dejando sólo los resortes que reaccionan al otro lado del muro, lo que provoca que los muros no tengan la compatibilidad lateral (fuerza restitutiva) que si se obtiene por el método cinemático.

Por último se observa que el modelo de elementos finitos indica deformaciones menores que los métodos analíticos alternativos, principalmente debido a que el modelo EF incluye el efecto secuencial de la construcción que aminora las deformaciones en relación a los modelos analíticos que se estudia el efecto final superponiendo las cargas independientemente.

IV.4 Sismo Dirección Oeste

Para el sismo dirección Oeste se muestran los resultados de esfuerzos de momento para los muros poniente, oriente y losa inferior; y deformaciones para los muros poniente, oriente. Se exponen los resultados para los 3 métodos aproximados analizados; Cinemático, Mononobe Okabe Modificado y Sísmico Estático NCh433 y se comparan con los resultados obtenidos a través del software Plaxis® para el Modelo elástico (Mohr Coulomb) y con endurecimiento (Hardening Soil model).

Se analizan tres fases de construcción modeladas según las secuencias de relleno y construcción expuestas en el capítulo III.2. Las fases de construcción analizadas son: una primera etapa (MR) para el relleno a mitad de construcción; una segunda etapa (FR) con relleno finalizado, pero antes de instalación del equipo de Chancador; y una tercera etapa final (FC) con el Chancador instalado y la aplicación del sismo pseudo estático.

En la Figura IV-17 se muestra un esquema del edificio indicando la dirección del sismo Oeste y los elementos estructurales que serán analizados, estos elementos son: muro oeste, muro este y losa de fundación.

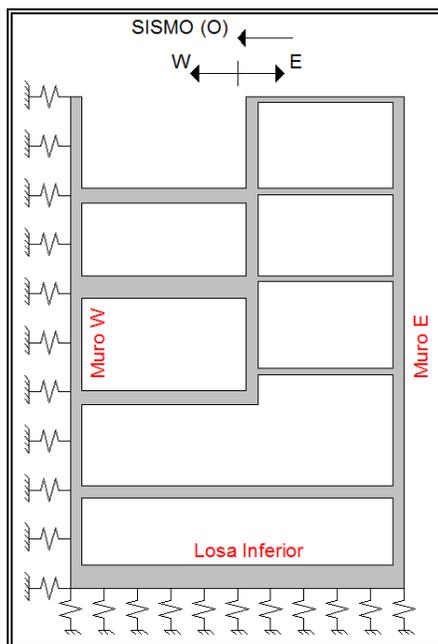


Figura IV-17: Dirección sismo oeste – elementos a comparar

IV.4.1 Resultados esfuerzos de momento

A continuación se muestran los resultados de momento transversal para los elementos indicados, superponiendo los diagramas de momento para los tres modelos aproximados analizados: Modelo Cinemático, Mononobe Okabe y NCh433 versus los obtenidos a través del software Plaxis® para análisis Mohr (Mohr Coulomb) y con endurecimiento (Hardening Soil model).

En las Figuras IV-18 a IV-23 se muestran los diagramas de momento para las tres fases de construcción ya indicadas mitad del relleno (MR), final del relleno (FR) y final de construcción (FC) con aplicación de sismo. Los modelos aproximados siempre consideran la construcción final, por lo tanto las secuencias intermedias son informativas y muestran cómo se van desarrollando los esfuerzos a medida que avanza la construcción de los rellenos y del edificio. En todos los gráficos el eje 0.0 indica el muro o losa a analizar.

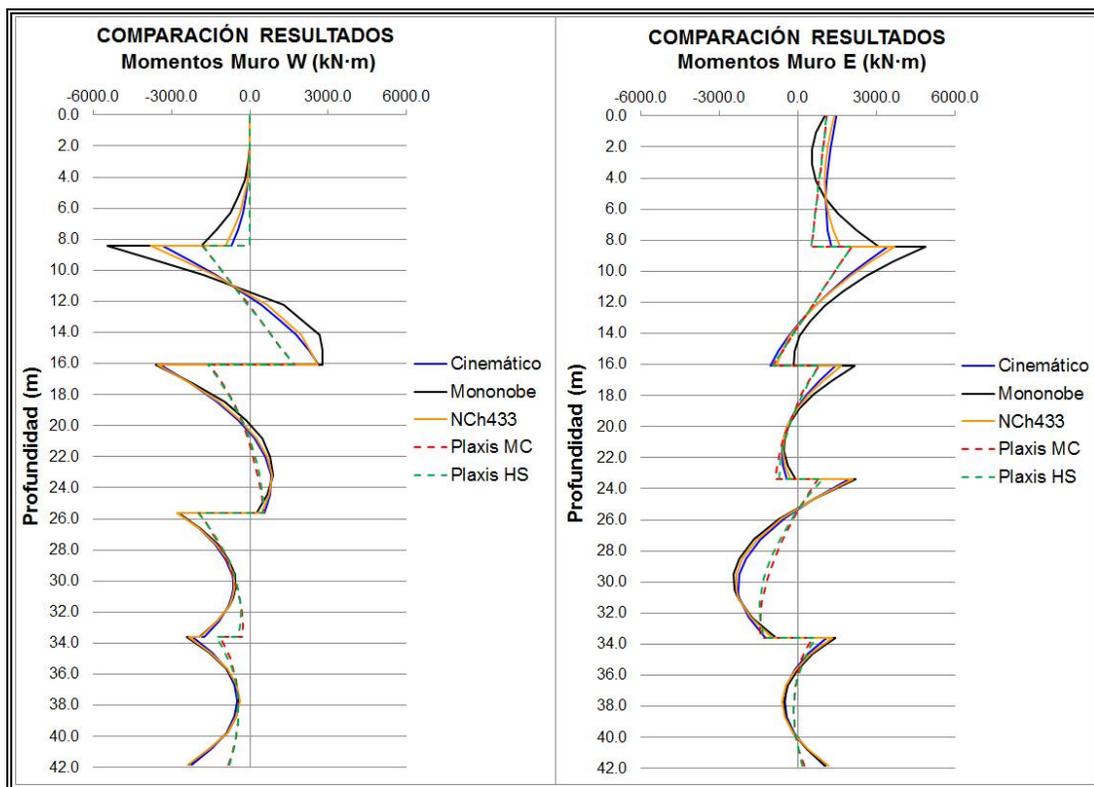


Figura IV-18: Comparación momentos muros – sismo oeste – mitad relleno

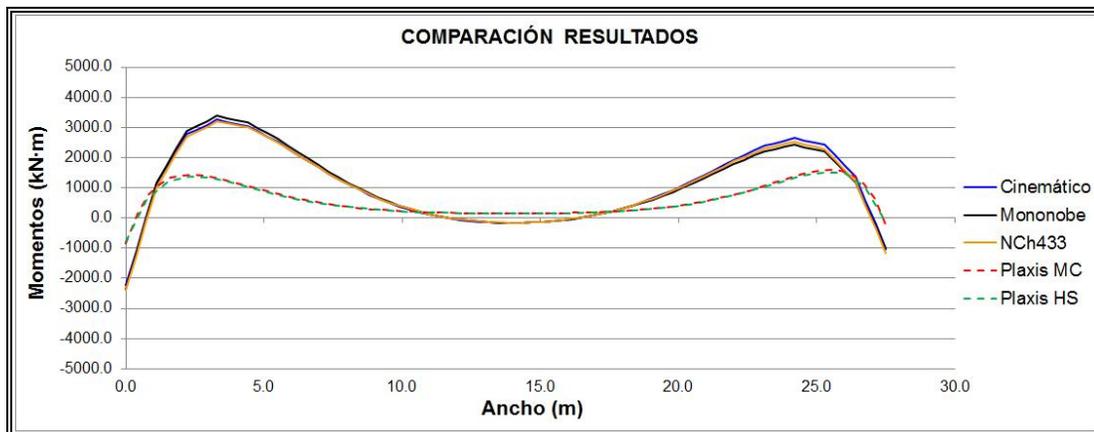


Figura IV-19: Comparación momentos losa – sismo oeste – mitad relleno

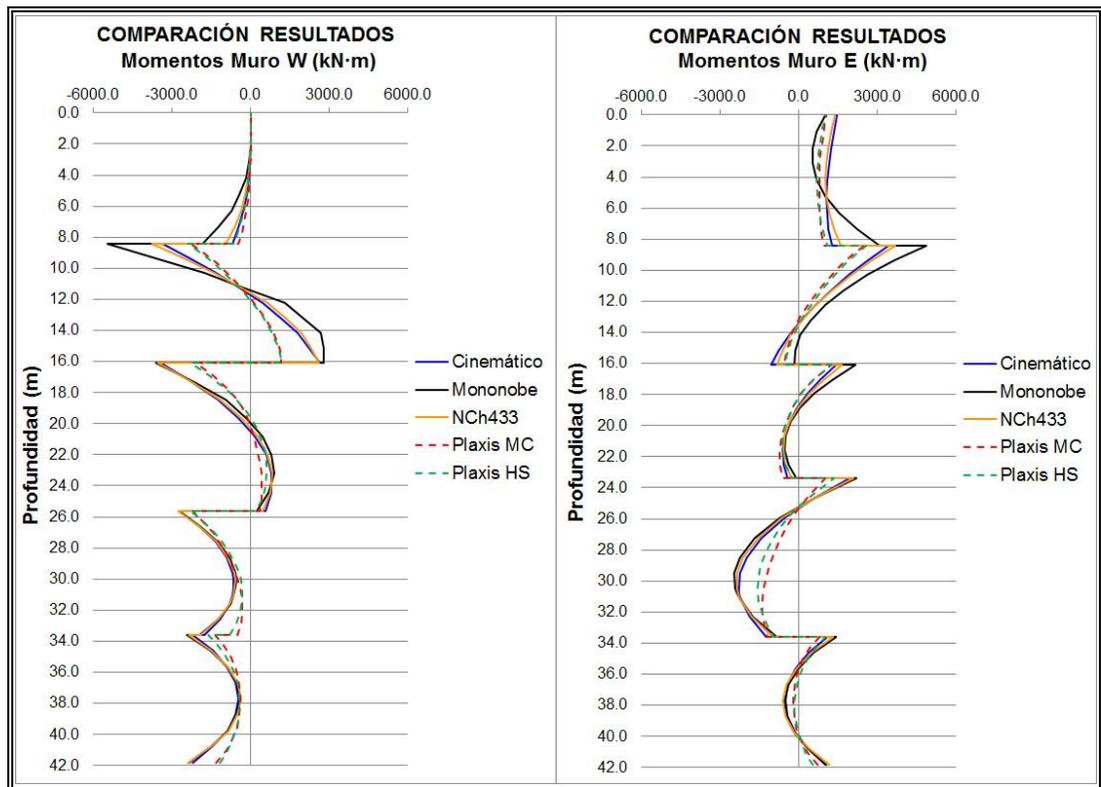


Figura IV-20: Comparación momentos muros – sismo oeste – final relleno

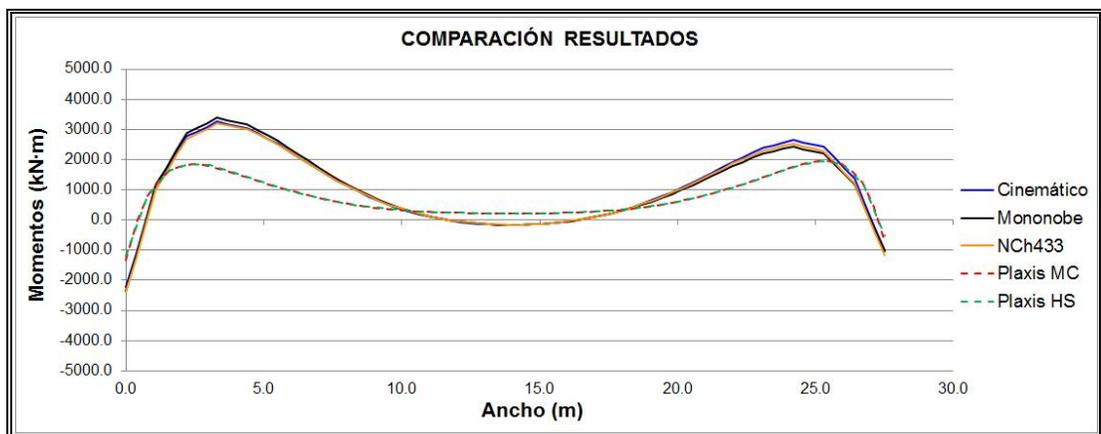


Figura IV-21: Comparación momentos losa – sismo oeste – final relleno

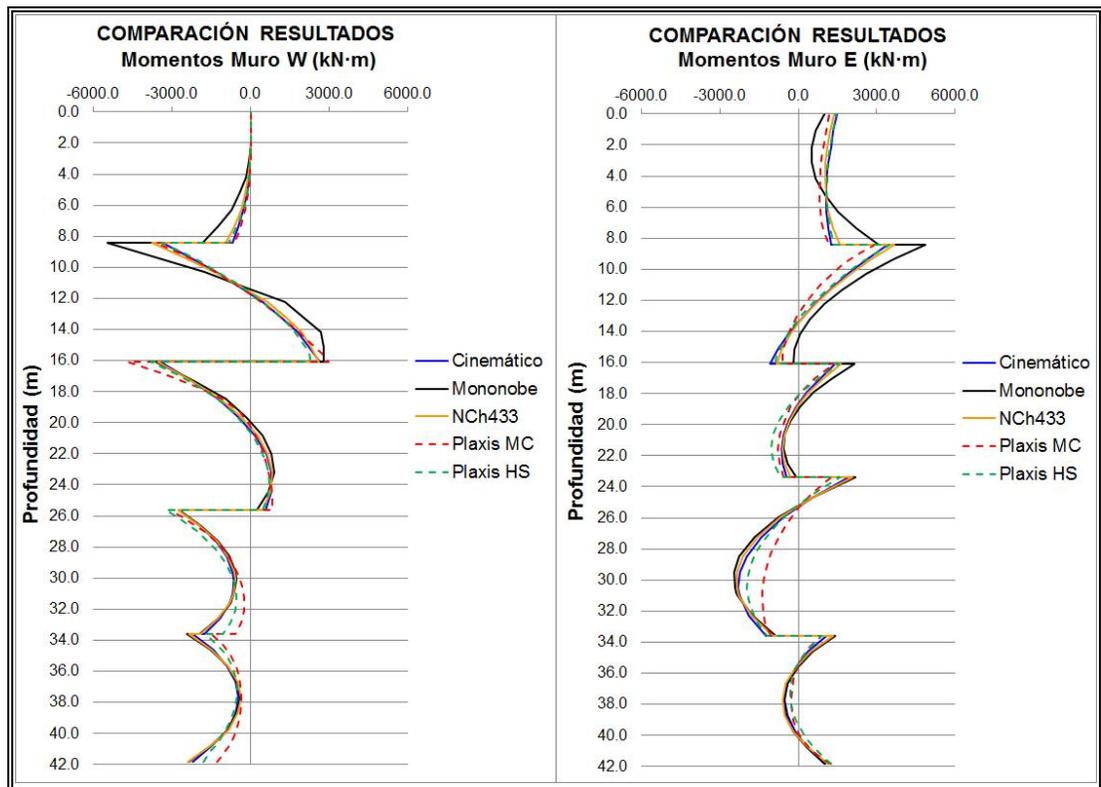


Figura IV-22: Comparación momentos muros – sismo oeste – final construcción

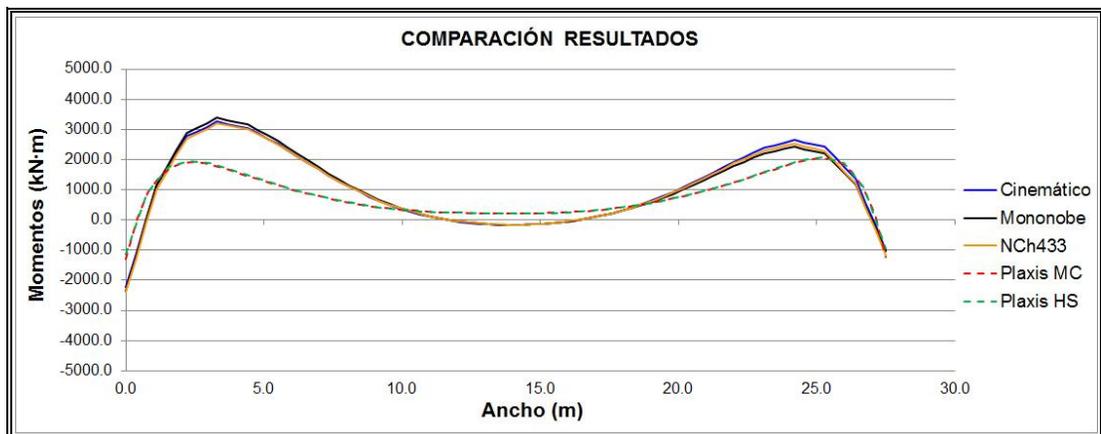


Figura IV-23: Comparación momentos losa – sismo oeste – final construcción

Se observa en las figuras IV-18 a IV-23 para el sismo dirección Oeste resultados similares a los obtenidos para el sismo dirección Este, se aprecia también cómo evolucionan los momentos en los muros y losa de fundación a medida que avanzan los rellenos alrededor del edificio, haciendo notar nuevamente que siempre se compara frente a los modelos analíticos que consideran el efecto final de la construcción con aplicación de sismo.

En las figuras IV-18 y IV-19 los resultados para el relleno a medio construir indican esfuerzos claramente menores en los muros Oeste y Este, debido principalmente a que existe empuje sólo en la base del edificio y es pequeño, induciendo esfuerzos menores en la zona inferior de los muros y nulos en la parte superior donde no existe relleno.

En las figuras IV-20 y IV-21 los resultados para el relleno construido totalmente indican nuevamente valores mayores a los observados anteriormente y una buena similitud en el perfil de esfuerzos con los modelos analíticos. El modelo cinemático y NCh433 son otra vez los que se aproximan a la respuesta del modelo de EF, el modelo simplificado de Mononobe produce exagerados efectos de momentos, por las mismas razones ya comentadas.

En la losa inferior se observan diferencias equivalentes en los peak de momento que se explica nuevamente por la modelación con resortes del suelo de fundación.

Finalmente en las figuras IV-22 y IV-23 se observa el comportamiento final del edificio con el relleno terminado, el equipo ya instalado y la aplicación del sismo pseudo estático.

Se observa nuevamente que en términos comparativos mejora claramente el comportamiento de los esfuerzos en los muros y en la losa de fundación. Los modelos cinemático y NCh433 son otra vez los que mejor se aproximan a los

resultados de la modelación mediante EF manteniendo la línea del perfil de esfuerzos y el orden de magnitud, mostrando que en las zonas de fuerte rigidez el modelo cinemático es siempre conservador con diferencias del orden de 12% con respecto al modelo de EF.

En el nivel superior de los muros el método alternativo de Mononobe exagera nuevamente los esfuerzos de momento en las zonas de empotramiento con diferencias del orden de 116% para el muro Oeste y 124% en el muro Este respecto del modelo de elementos finitos, debido a las razones explicadas anteriormente.

En la losa de fundación se observa el mismo comportamiento ya explicado para el sismo en dirección Este.

Por último, no se aprecia nuevamente diferencias importantes en los esfuerzos de momento para el modelo lineal Mohr Coulomb y con endurecimiento (Hardening Soil model), debido a que el comportamiento del edificio-suelo es lineal con pequeñas deformaciones, por lo tanto los efectos no lineales son despreciables.

IV.4.3 Resultados deformaciones horizontales

En la Figura IV-24 se muestran para los muros Oeste (W) y este (E) las deformaciones horizontales para las tres fases de construcción ya indicadas comparadas con los resultados de los métodos analíticos aproximados. Se incluyen los resultados en una sola imagen para observar la transición de la deformada horizontal a medida que se construyen secuencialmente los rellenos y el edificio de Chancador.

Se omiten las deformaciones verticales de los muros, debido a que son despreciables en comparación a las horizontales. Asimismo, para las deformaciones verticales en la losa de fundación del edificio.

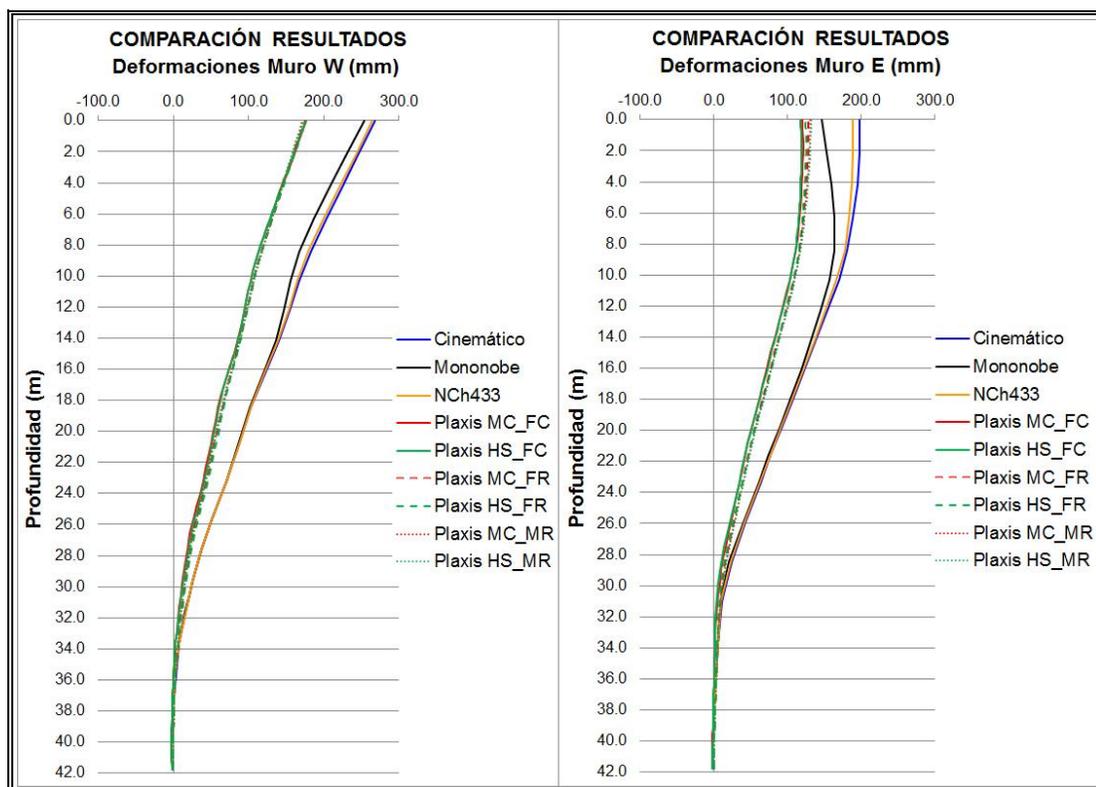


Figura IV-24: Comparación deformación muros – sismo dirección oeste

En la figura IV-24 los resultados de desplazamiento lateral para las tres fases de construcción analizadas indican nuevamente diferencias importantes entre los modelos analíticos simplificados en comparación con los obtenidos del modelo de elementos finitos.

Primero, se aprecia otra vez que las fases de construcción no modifican significativamente los desplazamientos laterales, se observan disminuciones leves de las deformaciones en el muro Oeste y disminuciones fuertes en el muro Este donde se aplica directamente el sismo, ya que la deformación principal del edificio es por peso propio (concentrada hacia la derecha), al incrementar el empuje lateral del suelo sobre la estructura e incluir el sismo dirección Oeste se contraponen a la deformación aminorando el efecto inicial en el muro Este.

Existen nuevamente diferencias importantes entre las deformaciones del modelo de elementos finitos en comparación con los modelos analíticos simplificados que producen exagerados efectos de desplazamiento lateral. La forma de aplicación concentrada de la carga, la modelación simplificada y los efectos reales del suelo de relleno producen estas diferencias importantes.

Hay que hacer notar que el muro Este recibe ahora el sismo directamente, por lo tanto se ve aumentada la deformación lateral por el modelo de Mononobe Okabe, el cual impone una mayor carga horizontal por el perfil triangular inverso de su empuje. El método de Mononobe presenta diferencias del orden de 47% para el muro Oeste y 22% en el muro Este con respecto al método de EF, en mayor medida el método cinemático y NCh433 con diferencias de 60% para ambos muros, debido a que estos dos últimos se contraponen a la deformación inicial en menor medida que la distribución triangular inversa del método de Mononobe.

Por último se observa nuevamente que los efectos más realistas del modelo de elementos finitos indican deformaciones menores que los métodos analíticos

alternativos, esto se debe principalmente a que el modelo realista incluye el efecto secuencial de la construcción que aminora las deformaciones en relación a los modelos analíticos que se estudia el efecto final superponiendo las cargas independientemente.

IV.5 Análisis Dinámico

Para el análisis dinámico se muestran los resultados de esfuerzos de momento para los muros poniente, oriente y losa inferior; y deformaciones para los muros poniente, oriente. Se exponen los resultados para los 3 métodos aproximados analizados; Cinemático, Mononobe Okabe Modificado y Sísmico Estático NCh433 y se comparan con los resultados obtenidos a través del análisis tiempo historia lineal elástico con Sap2000®, para el registro Rapel dirección Norte-Sur (NS).

Se analiza sólo para la fase final con el Chancador instalado y la aplicación del registro sísmico dinámico.

IV.5.1 Resultados esfuerzos de momento

A continuación en las Figuras IV-25 y IV-26 se muestran para el sismo dirección Este los resultados de momento transversal para los muros Oeste (W), Este (E) y losa inferior, superponiendo los diagramas de momento para los tres modelos aproximados analizados: Modelo Cinemático, Mononobe Okabe y NCh433 versus los obtenidos a través del software Sap2000® con el análisis tiempo historia para los máximos positivos (sismo hacia la derecha) TH_Max.

En las Figuras IV-27 y IV-28 se muestran los resultados equivalentes para el sismo dirección Oeste, superponiendo los diagramas de momento para los tres modelos aproximados versus los obtenidos a través del software Sap2000® con el análisis tiempo historia para los máximos negativos (sismo hacia la izquierda) TH_Min.

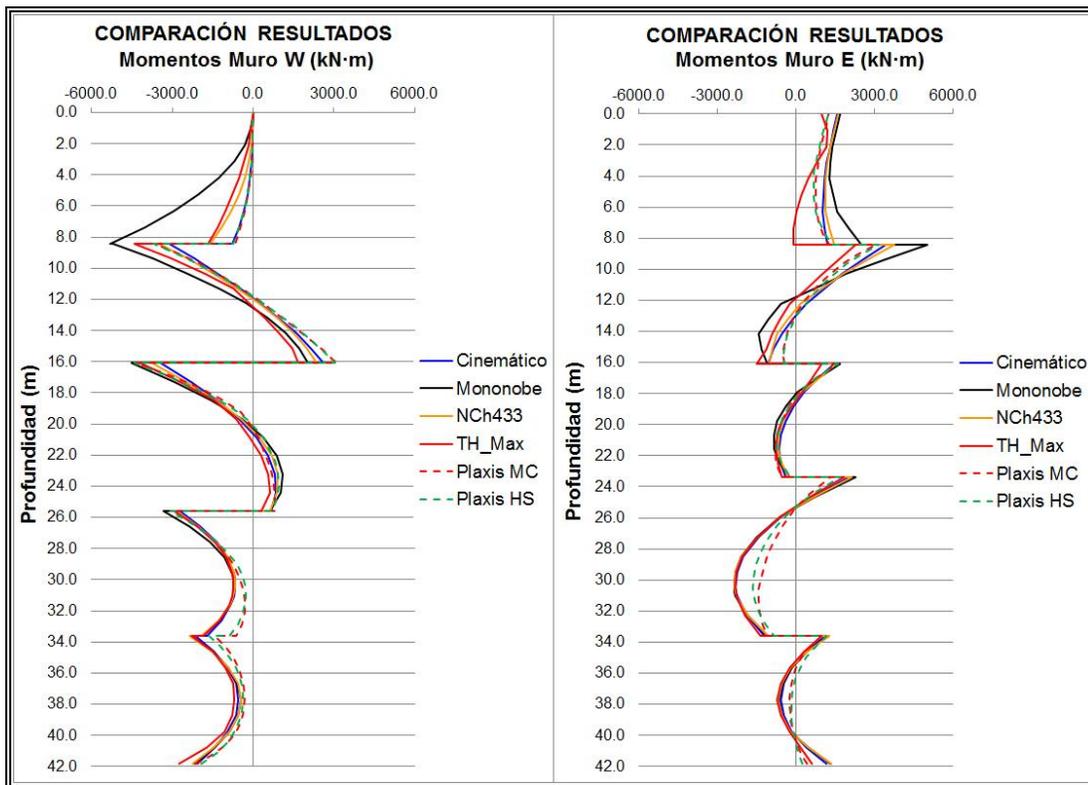


Figura IV-25: Comparación momentos muros – análisis dinámico – sismo este

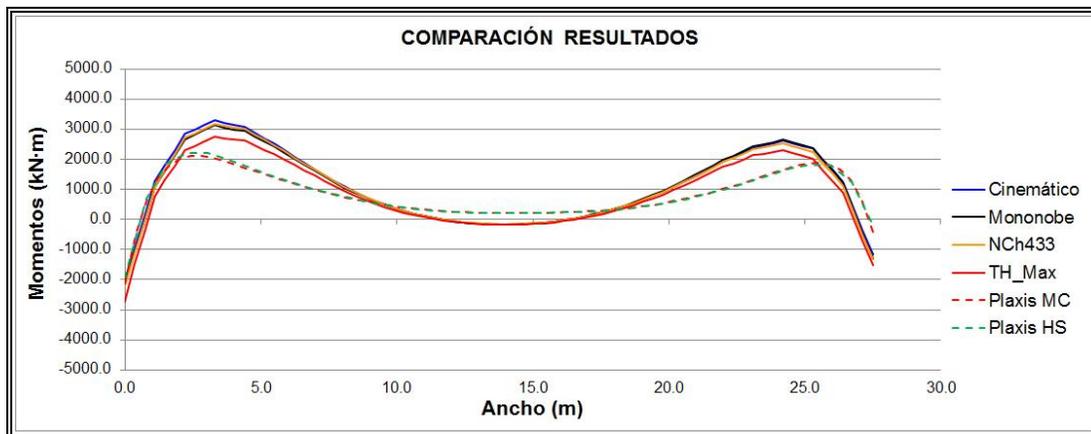


Figura IV-26: Comparación momentos losa – análisis dinámico – sismo este

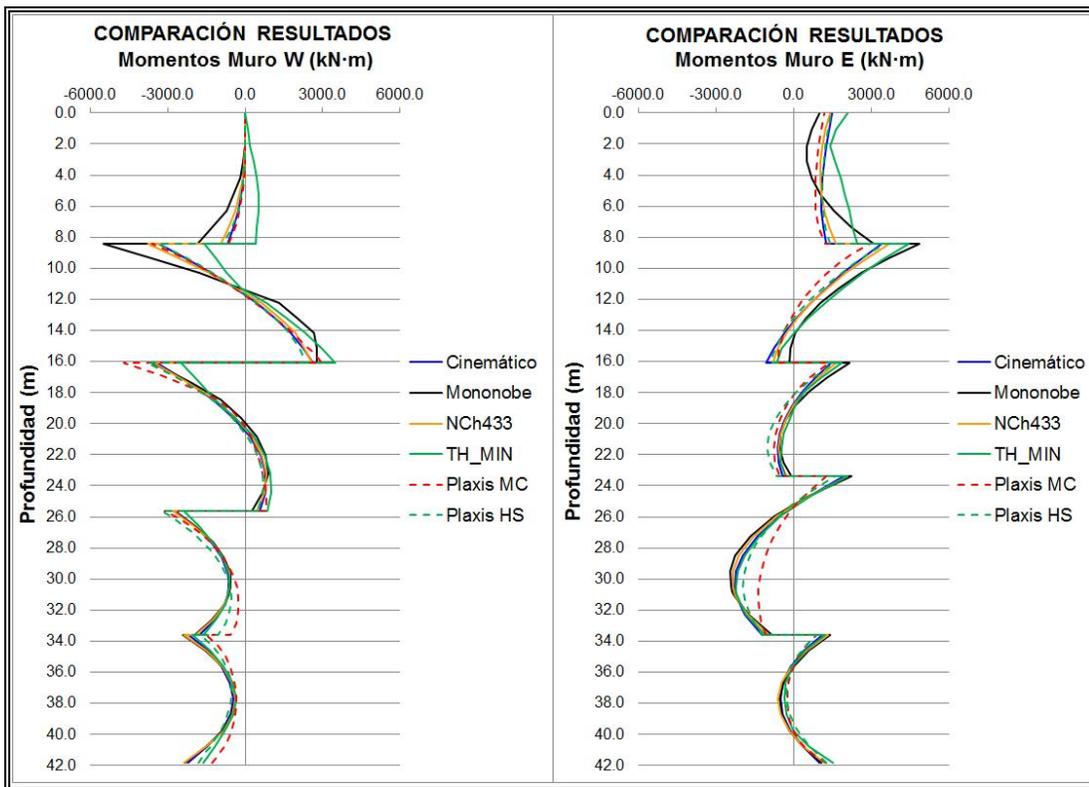


Figura IV-27: Comparación momentos muros – análisis dinámico – sismo oeste

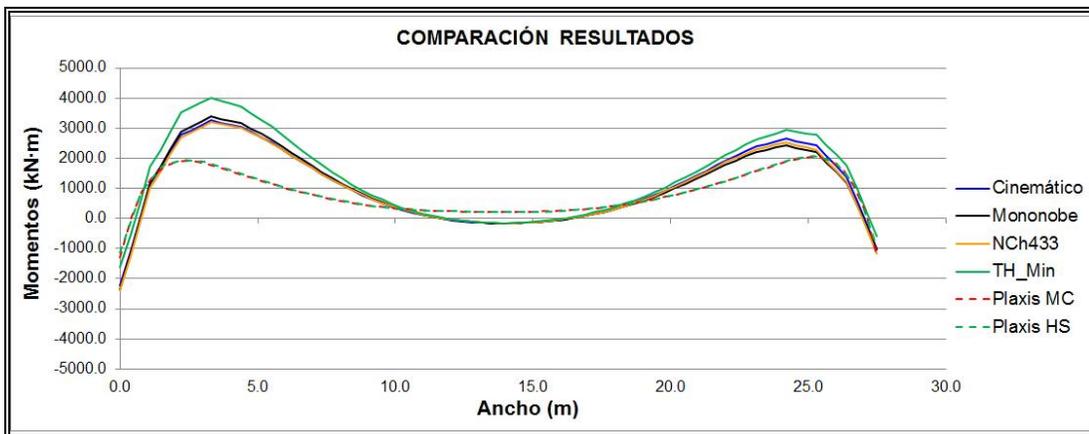


Figura IV-28: Comparación momentos losa – análisis dinámico – sismo oeste

Se observa en las figuras IV-25 a IV-28 que los efectos reales del sismo difieren con los aproximados analíticos, debido a que la aceleración sísmica induce fuerzas inerciales en la estructura la cual tiene resortes laterales a ambos lados para modelar la acción equivalente del terreno, similar a un modelo cinemático. Este comportamiento es distinto a los métodos de Mononobe y NCh433 que aplican cargas monótonas laterales de forma triangular y rectangular, respectivamente.

El análisis tiempo historia indica que para las aceleraciones máximas positivas (sismo hacia la derecha) se producen mayores esfuerzos de momento en el muro cara Oeste, que se suma al empuje del terreno, mostrándose claramente en la zona de rigidez del muro en voladizo donde se conecta con el diafragma, a diferencia de las aceleraciones negativas (sismo hacia la izquierda) que invierte la fuerza inercial de la estructura con el consecuente cambio de signo del esfuerzo de momento en la zona superior del muro que se contraponen al empuje del terreno.

En el muro cara Este, que es más rígido, se observa que para las aceleraciones máximas positivas la fuerza inercial del muro produce esfuerzos de momento que se contraponen con los del empuje, observándose en el gráfico una disminución del momento transversal. Cuando el sismo invierte las aceleraciones (sismo hacia la izquierda), el muro experimenta nuevamente la fuerza inercial y el empuje del suelo en el mismo sentido incrementado su esfuerzo de momento.

En las zonas bajas del edificio incluyendo la losa de fundación, donde las deformaciones son despreciables los efectos de interacción suelo-estructura inerciales se mantienen constante y por ende los esfuerzos de momento para los distintos modelos no presentan grandes diferencias.

Por último, nuevamente es el modelo cinemático que incorpora resortes el que de mejor manera se adapta a el comportamiento sísmico dinámico y no produce peaks de esfuerzos exagerados en las zonas de cambio de rigideces de los muros.

IV.5.2 Resultados deformaciones horizontales

En las Figuras IV-29 y IV-30 se muestran para el sismo dirección Este y dirección Oeste, las deformaciones horizontales para los muros Oeste (W) y Este (E) comparando los métodos teóricos aproximados con los obtenidos a través del software Sap2000® con el análisis tiempo historia para los máximos positivos (sismo hacia la derecha) TH_Max y máximos negativos (sismo hacia la izquierda) TH_Min.

Se omiten las deformaciones verticales de los muros, debido a que son despreciables en comparación a las horizontales. Asimismo, para las deformaciones verticales en la losa de fundación del edificio.

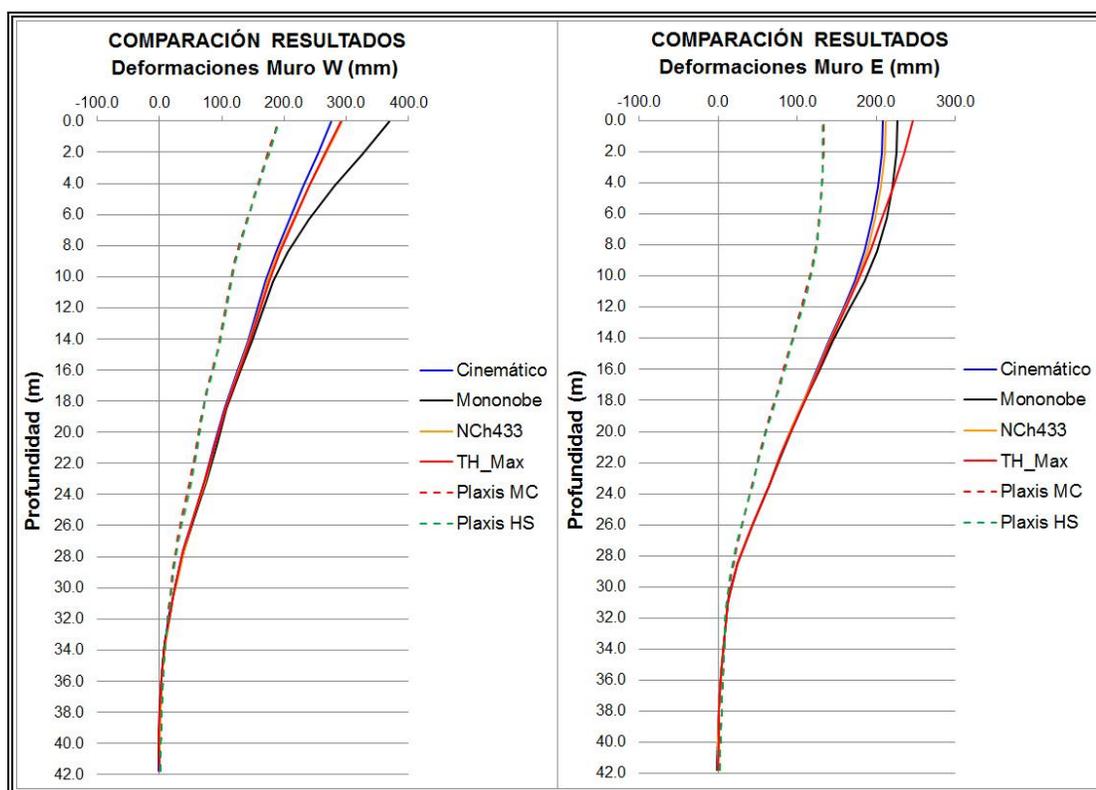


Figura IV-29: Comparación deformación muros – análisis dinámico – sismo este

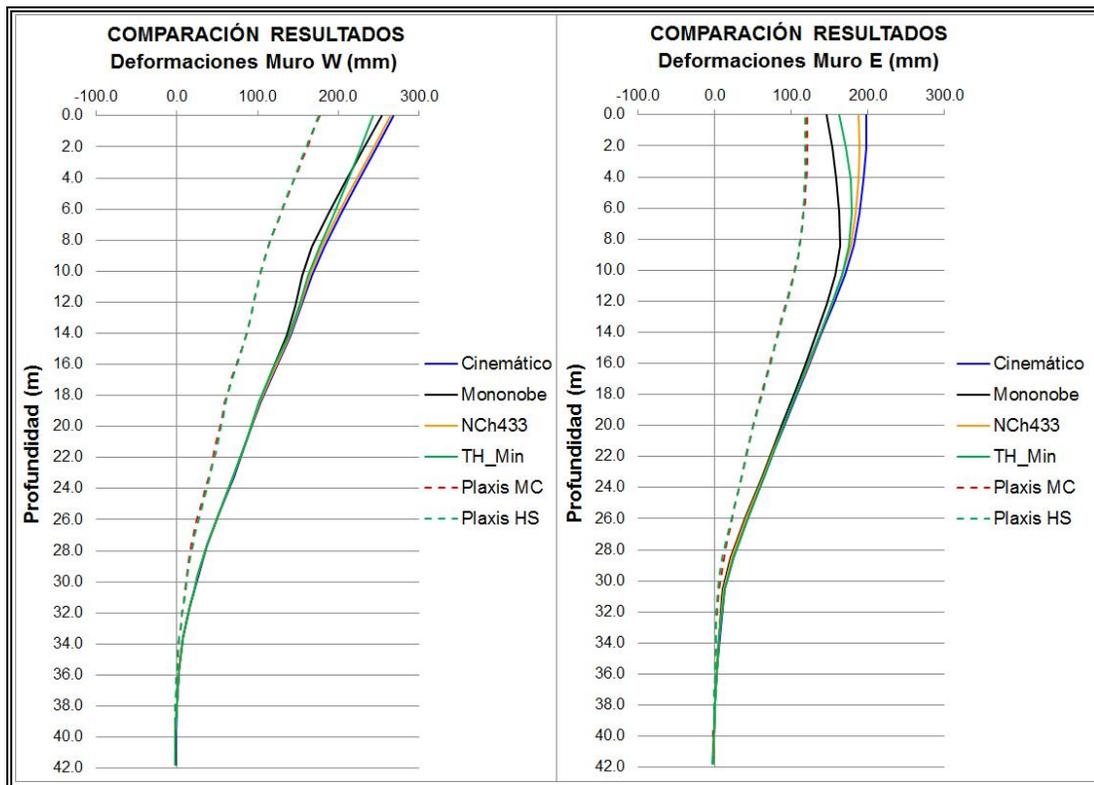


Figura IV-30: Comparación deformación muros – análisis dinámico – sismo oeste

En las figuras IV-29 a IV-30 los resultados de desplazamiento lateral refuerzan lo analizado anteriormente para las aceleraciones máximas positivas (sismo hacia la derecha) se producen mayores desplazamientos en el muro Oeste producto de la deformación inercial del edificio en esa dirección que se suma a la generada por el peso propio. Cuando las aceleraciones se invierten (sismo hacia la izquierda), la fuerza inercial de la estructura cambia de signo con la consecuente disminución de la deformación en zona superior del muro.

Los métodos de carga lateral monótona de Mononobe y NCh 433, no incluyen este comportamiento y sólo deforman los muros de manera constante. A diferencia del método cinemático que si incorpora de cierta forma la interacción del suelo estructura por intermedio de los resortes laterales.

En el muro cara Este, se observa nuevamente que para las aceleraciones máximas positivas el suelo se contrae por efecto de la aceleración lateral del edificio aumentando las deformaciones hacia la derecha (el peso propio se concentra hacia la derecha) cuando el sismo invierte las aceleraciones el edificio en su totalidad se desplaza ahora hacia la izquierda contraponiéndose a la deformación inicial. Las cargas monótonas presentan mayores deformaciones debido a nuevamente a la aplicación concentrada de la carga en la parte superior de los muros.

Por último, nuevamente es el modelo cinemático que incorpora resortes es el que de mejor manera representa el comportamiento sísmico y se aproxima bastante bien a la deformación sísmica producto del análisis dinámico tiempo historia.

V. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Como se puede observar en este trabajo, se ha comparado y validado los criterios de cálculo más comúnmente usados en ingeniería estructural para determinar los empujes de tierra estáticos y sísmicos sobre una estructura enterrada profunda que aloja un Chancador Primario.

Se concluye que el método analítico que más se aproxima al comportamiento más realista simulado a través de un análisis de elementos finitos es el método Cinemático, el cual incorpora la rigidez de la estructura y la rigidez del suelo de fundación y relleno a través de las constantes de balasto verticales y horizontales, respectivamente. En menor medida el método de la norma chilena NCh433, también presenta una buena similitud en término de esfuerzos y deformaciones con respecto al análisis de elementos finitos. A diferencia del método de Mononobe-Okabe en reposo, que es usado generalmente en las oficinas de ingeniería para este tipo de estructuras por su simplicidad y experiencia en su uso. Se concluye entonces, que los errores que se pueden cometer son importantes y pueden generar graves sobrestimaciones en el diseño de los elementos.

Para este tipo de estructuras de gran envergadura es recomendable usar algún tipo de software de elementos finitos que incluya el comportamiento e interacción suelo-estructura, debido a que se pueden obtener diferencias importantes en términos de esfuerzos y deformaciones respecto de los métodos tradicionales de análisis, que pueden producir en definitiva ahorros importantes en hormigón armado y armadura de refuerzo afectando significativamente el CAPEX o capital de inversión del proyecto.

La metodología de diseño en hormigón armado según ACI318-08 considera reforzar significativamente las estructuras que presentan, entre otros, un drift (δ/h) o razón de deformación lateral sobre altura de muro mayor a 0.007.

A modo de ejemplo, si se analiza sólo el comportamiento del muro Oeste más flexible del edificio de Chancador Primario Figura IV-16 y considerando el muro analizado de altura $h=41.8\text{m}$, los resultados obtenidos para los métodos analíticos indican que según Mononobe-Okabe la deformación lateral máxima es de $\delta=370\text{mm}$ equivalente a un drift $\delta/h=0.00885$, asimismo para NCh433 la deformación lateral es de $\delta=298\text{mm}$ equivalente a un drift $\delta/h=0.00713$, por último, para modelo Cinemático la deformación lateral es de $\delta=277\text{mm}$ equivalente a un drift $\delta/h=0.00663$.

Se observa en los resultados anteriores que para análisis según Mononobe y NCh433 los drift de diseño son mayores al límite de 0.007 especificado en el código, por lo tanto se debiera incorporar a este muro los acápites del capítulo 21 del ACI318-08 agregando criterios de ductilidad, confinamiento, refuerzos adicionales en encuentros de viga/columna, etc. que producirían efectos significativos de sobreestimación en la geometría del elemento y cuantía de acero de refuerzo.

A diferencia de los resultados observados en el modelo Cinemático que presenta un drift de $\delta/h=0.00663$, comparable con los modelos de elementos finitos de Mohr Coulomb y Hardening Soil en que la deformación lateral es de $\delta=191\text{mm}$ equivalente a un drift $\delta/h=0.00457$, ambos menores de 0.007. Con estos valores el muro debe diseñarse como un elemento tradicional con las consideraciones necesarias, pero sin la categoría de elevado riesgo sísmico.

Es importante hacer notar que este tipo de estructuras enterradas, extremadamente rígidas y masivas no deberían diseñarse como estructuras dúctiles que entren en rango plástico, a pesar que los números puedan indicar otra cosa, de ahí nace la importancia de elegir el método de análisis correcto.

El análisis secuencial constructivo es otro un punto importante a considerar, debido a que las estructuras se van comportando diferente y evolucionando a medida que son

construidas. En el caso particular del edificio del Chancador, incluir el peso del equipo cuando ya están construidos los rellenos es favorable para las deformaciones, debido a que la estructura se encuentra confinada por el relleno, disminuyendo el desplazamiento lateral por peso propio significativamente. Este análisis secuencial, se podría homologar en los métodos analíticos alternativos superponiendo los estados de carga y sumando los efectos por separado, eso sí, incrementando fuertemente los tiempos de cálculo y análisis de resultados.

En términos comparativos el análisis en el software Plaxis® es simple de aplicar y modelar para este tipo de estructuras, en relación a los métodos analíticos que por ser alternativos y simplificados, se requiere una comprensión total de la metodología, para no cometer errores que puedan afectar significativamente los resultados.

Para este tipo de estructuras lo ideal sería realizar un modelo de elementos finitos en tres dimensiones, para evaluar de manera más efectiva las distintas condiciones de borde que se generan, entre otras, muros perimetrales, muros interiores, perforaciones en losas, distintos equipos apoyados, etc. sin embargo, se incrementa mucho el costo computacional del cálculo. No obstante, se pueden elegir conservadoramente las secciones planas equivalentes necesarias para representar de la mejor forma posible la estructura y su comportamiento.

Por último, restaría realizar un análisis tiempo historia en Plaxis® para poder comparar con los resultados obtenidos de su similar en Sap2000®, pero por razones de tiempo, dicho análisis escapa del alcance de este trabajo. Sin embargo, se espera que estos estudios continúen en un futuro y se puedan incorporar análisis más avanzados, como tiempo historia dinámica y comportamiento 3D, entre otros.

BIBLIOGRAFIA

PETRUS CONSULTORES GEOTECNICOS, (2008) *Bases de Diseño Geotécnicas Nuevo Chancador Rosario Primario*, Santiago de Chile.

DELFT UNIVERSITY OF TECHNOLOGY, (2004) *Plaxis Versión 8.2 Manual de Referencia*, Países Bajos.

ORTIGOSA, P. y MUSANTE, H. (1991) *Seismic Earth Pressures Against Structures with Restrained Displacement*, St. Louis, Missouri, USA.

DIRECCIÓN DE VIALIDAD (2013) *Manual de Carreteras Volumen N° 3 Instrucciones y Criterios de Diseño*, Santiago de Chile.

INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACIÓN, (1996) NCh 433.Of96 Modificada en 2009 *Diseño Sísmico de Edificios*, Santiago de Chile.

INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACIÓN, (2003) NCh 2369.Of2003 *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*, Santiago de Chile.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, (2008) *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08) y Comentario*, Farmington Hills, MI, USA.

PINEDA, P. (2012) *Chancadores Primarios Fijos y Estanques de Acero en la Minería*, Congreso de Proyectos Estructurales Mineros e Industriales AICE, 06 Septiembre 2012, Santiago.