





PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE  
ESCUELA DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS DEL EFECTO DEL *CREEP* DE  
UN LASTRE QUE SOPORTA UNA  
ESTRUCTURA TEM**

**VERÓNICA DEL ROCÍO YANCHATUÑA AGUAYO**

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

Profesor Supervisor:  
**ESTEBAN SÁEZ R.**

Santiago de Chile, julio 2020

## DEDICATORIA

A Dios. Y a mis abuelitas Cleotilde y  
Luz María

## **AGRADECIMIENTOS**

Mi gratitud con quienes me apoyaron en esta experiencia de enriquecimiento profesional y personal, amistades compañeros y a mi familia que a la distancia supieron expresarme su apoyo.

A los excelentes profesores del MIEG, en especial al profesor Esteban Sáez por su valioso conocimiento compartido y guía durante el proceso de este trabajo, a los profesores Carlos Ovalle y Édgar Bard por la predisposición ante cualquier inquietud y por información proporcionada.

A los funcionarios del departamento Ingeniería Estructural y Geotecnia IEG; Elenita y Ana María, y de la biblioteca de la prestigiosa PUC.

Agradecida además con la Secretaría de Educación Superior SENESCYT y al Instituto de Fomento al Talento Humano de la Zonal 2, entidades que hicieron posible esta experiencia.

Y mi gratitud siempre con el gestor de mi vida Dios.

## INDICE GENERAL

Pág.

DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS .....	iii
INDICE GENERAL.....	iv
INDICE DE TABLAS .....	vii
RESUMEN.....	xii
ABSTRACT .....	xiii
I. INTRODUCCIÓN.....	1
I.1 Descripción del caso de Estudio.....	1
I.2 Estudios Geotécnicos .....	3
I.3 Modelo Estratigráfico.....	6
I.4 Asentamientos .....	9
I.4.1 Asentamientos en el Silo de Distribución.....	10
I.4.2 Asentamientos en la Plataforma de Máquinas .....	11
I.4.3 Tendencia de asentamientos .....	11
I.5 Propiedades Geomecánicas de los estratos .....	12
II. DESCRIPCIÓN DE MUROS TEM Y ESTRATEGIAS DE MODELACIÓN	14
II.1 Estructuras TEM .....	14
II.1.1 Principio de la Tierra Estabilizada Mecánicamente.....	15
II.1.2 Requerimientos para el suelo reforzado.....	17
II.1.3 Transferencia de esfuerzos.....	20
II.2 Modelos Constitutivos.....	22
II.2.1 Fundamentos de Modelos Elasto-Plásticos.....	22
II.2.2 Cam - Clay .....	24
II.2.3 Hardening Soil Model.....	26
II.2.4 SSC Modelo con dependencia en el tiempo .....	31
III. ANTECEDENTES EXPERIMENTALES .....	37

III.1 ESTUDIO LASTRE DIVISIÓN ANDINA .....	38
III.1.1 Enfoque de la Investigación .....	38
III.1.2 Resultados en trayectorias CID .....	39
III.2 Investigación de suelos granulares provenientes de tronaduras (Contreras, 2011)	
41	
III.2.1 Propiedades Básicas de Lastres .....	42
III.2.2 Resultados .....	43
III.3 Caracterización Geotécnica de Lastre en Depósitos de Gran Altura con Ensayos	
Triaxial a Gran Escala (S. Linero).....	46
III.3.1 Características del material lastre .....	46
III.4 Caracterización Geotécnica de Materiales de Lastre (C. Palma) .....	47
III.4.1 Características del material .....	47
III.4.2 Resultados .....	49
IV. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS Y MODELO NUMÉRICO .....	52
IV.1 Estratos .....	54
IV.1.1 Modelos Constitutivos y Parámetros Geotécnicos de los Estratos	54
IV.1.2 Calibración de Parámetros del lastre Chuquicamata .....	55
IV.2 Elementos estructurales .....	61
IV.2.1 Paneles de hormigón .....	61
IV.2.2 Refuerzos inextensibles .....	61
IV.3 Fases del modelo .....	67
V. RESULTADOS .....	73
V.1 Parámetros optimizados .....	74
V.2 Deformaciones .....	75
V.2.1 Asentamientos en la Plataforma del Sistema Motriz .....	75
V.2.2 Asentamiento en Silo de Distribución .....	78
V.3 Sensibilidad de parámetros de <i>creep</i> .....	81
V.4 Esfuerzos resultantes .....	84
VI. CONCLUSIONES .....	89
BIBLIOGRAFIA.....	90
A N E X O S.....	93

Anexo A: UBICACIÓN DEL ÁREA DEL PROYECTO .....	94
Anexo B: Mediciones de asentamientos en campo.....	95
Anexo C: Mediciones Topográficas de Asentamientos .....	97
Anexo D: COEFICIENTE DE PRESIÓN LATERAL K .....	98
Anexo e: Optimizaicón de parámetros en SOIL TEST .....	99
Anexo F: Optimizaicón de parámetros en SOIL TEST .....	100

## INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla I-1: Propiedades del estrato U-1 Lastre.....	7
Tabla I-2: Propiedades del estrato U-2 Grava arenosa.....	8
Tabla I-3: Propiedades del estrato U-23 Roca .....	8
Tabla II-1: Mínima longitud típica de refuerzo.....	17
Tabla II-2: Características suelo de relleno, AASHTO2012.....	18
Tabla II-3: Propiedades del modelo Cam-Clay. Fernandez (2009) .....	26
Tabla III-1: Resultados de los ensayos Triaxiales Muestra 1.....	49
Tabla III-2: Resultados de los ensayos Triaxiales Muestra 2.....	49
Tabla III-3: Resultados de los ensayos Edométrico de las 2 muestras.....	50
Tabla IV-1: Resumen de los parámetros geotécnicos. ....	54
Tabla IV-2: Características del suelo de relleno, AASHTO 2012 .....	55
Tabla IV-3: Parámetros para modelo <i>Soft Soil Creep</i> .....	56
Tabla IV-4: Propiedades para elementos tipo <i>plate</i> . ....	61
Tabla IV-5: Propiedades de los Refuerzos.....	62
Tabla IV-6: Propiedades para elementos tipo <i>geogrid</i> .....	62
Tabla IV-7: Tensión en refuerzos de Muro TEM 2 .....	65
Tabla IV-8: Tensión en refuerzos de Muro TEM 1 .....	66
Tabla V-1: Parámetros de calibración en herramienta <i>Soil Test</i> .....	82
Tabla V-2: Resultados de PLAXIS en tensiones de refuerzos.....	85

## INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1-1: Vista del muro TEM.....	2
Figura 1-2: Vista en planta del muro TEM .....	3
Figura 1-3: Ubicación de Ensayos Sísmicos por IDIEM .....	4
Figura 1-4: Descripción estratigráfica de sondajes del área de estudio. ....	4
Figura 1-5: Descripción del material prospectado en calicata de 7 m .....	5
Figura 1-6: Perfil de Velocidad de ondas de corte .....	6
Figura 1-7: Perfil estratigráfico del área de estudio .....	9
Figura 1-8: Ubicación de puntos de control de asentamientos.....	10
Figura 1-9: Mediciones de asentamiento en el Silo de Distribución.....	10
Figura 1-10: Asentamiento en la losa de apoyo del Sistema Motriz.....	11
Figura 1-11: Variación de la tasa de deformación en el tiempo.....	12
Figura 2-1: Sección típica de una estructura MSEW o TEM.....	15
Figura 2-2: Principio básico de un suelo reforzado.....	15
Figura 2-3: Principio básico de un suelo reforzado.....	16
Figura 2-4: Variación del coeficiente de Poisson.....	19
Figura 2-5: Tránsito de esfuerzos entre suelo-refuerzo .....	20
Figura 2-6: Localización de la superficie potencial de falla para refuerzos.....	21
Figura 2-7: Función de Fluencia Cam-Clay modificado.....	27

Figura 2-8: Variación de volumen .....	24
Figura 2-9: Función de Fluencia del modelo Hardening Soil en el plano p - q y representación del contorno de fluencia en esfuerzos principales .....	27
Figura 2-10: Relación Hiperbólica esfuerzo-deformación para carga isotrópica en un ensayo triaxial drenado (modificado de Schanz et al., (1999)).....	28
Figura 2-11: Ensayo Edométrico.....	30
Figura 2-12: Curva de compresibilidad Autor: Fedorenko Evgeny Vladimirovich...	33
Figura 2-13: Relación logarítmica de índice de vacíos y volumen .....	34
Figura 2-14: Relación logarítmica entre deformaciones volumétricas y el esfuerzo principal. Fuente: Manual PLAXIS 2D Modelos de Materiales 2019.....	35
Figura 2-15: Coeficiente de Consolidación Secundaria.....	36
Figura 2-16: Presentación del índice de consolidación secundaria.....	37
Figura 3-1: Granulometría Ensayo Triaxial Drenado (TXD) b) Granulometría Ensayo de consolidación edométrico (COD) .....	39
Figura 3-2: Ensayo triaxial CID. Material de lastre ROM (Bard et al., 2007).....	40
Figura 3-3: Resultado de ensayo edométrico a gran escala (Bard et al., 2011) .....	41
Figura 3-4: Curva granulométrica y propiedades básicas del Lastre Natural .....	43
Figura 3-5: Resultado de ensayos CID. Fuente: Contreras (2011) .....	44
Figura 3-6: Curvas de relación deformación axial .....	45
Figura 3-7: Relación tensión principal vs índice de vacíos.....	47
Figura 3-8: Curva granulométrica del ensayo .....	48
Figura 3-9: Índice de vacíos vs. Presión Media. Ensayos Triaxiales CID y de Compresión Unidimensional $K_0=0.36$ .....	51

Figura 4-1: Modelo en PLAXIS.....	53
Figura 4-2: Curva de compresibilidad logarítmica .....	56
Figura 4-3: Simulación de ensayo Triaxial CID en módulo <i>Soil Test</i> .....	58
Figura 4-4: Resultados de calibración de parámetros modelo SSC de lastre .....	58
Figura 4-5: Resultado de ensayos Triaxial CID, curva $\varepsilon_1$ - $q$ .....	59
Figura 4-6: Resultado de ensayos Triaxial CID, curva $\varepsilon_1$ - $\varepsilon_v$ .....	60
Figura 4-7: Simulación de ensayo edométrico en módulo <i>Soil Test</i> .....	60
Figura 4-8: Etapas de Modelación desde Fase Inician hasta Fase 12 .....	70
Figura 4-9: Etapas de Modelación de Muro TEM .....	71
Figura 4-10: Puntos seleccionados en el mallado .....	72
Figura 5-1: Resultados de calibración de parámetros de modelo <i>Soft Soil Creep</i> .....	74
Figura 5-2: Asentamiento en plataforma del máquinas .....	75
Figura 5-3: Comparación de resultados en modelo con mediciones en campo .....	76
Figura 5-4: Comparación de deformaciones en estratos bajo el Punto 6.....	77
Figura 5-5: Deformaciones totales $u_y$ PLAXIS.....	78
Figura 5-6: Asentamiento en la base del Silo de Distribución.....	79
Figura 5-7: Comparación de resultados en modelo con mediciones en campo .....	80
Figura 5-8: Comparación de deformaciones en estratos bajo Silo.....	81
Figura 5-9: Deformaciones en plataforma con variación de parámetros de <i>creep</i> .....	83
Figura 5-10: Deformaciones en el silo con variación de parámetros de <i>creep</i> .....	83
Figura 5-11: Deformación volumétrica en PLAXIS .....	84

Figura 5-12: Esfuerzos totales en estratos.....	84
Figura 5-13: Esfuerzos en paramento Muro TEM 2 .....	87
Figura 5-14: Esfuerzos en paramento Muro TEM 1 .....	88

## RESUMEN

Los muros mecánicamente estabilizados MSEW o generalmente conocidos como muros de tierra armada (TEM), son ampliamente utilizadas en el sector minero para aplicaciones tales como muros de contención o defensas contra avalanchas. Los muros TEM se caracterizan por la complejidad de sus interacciones entre los elementos de refuerzo y el suelo. En este trabajo se estudia una estructura conformada por dos muros TEM de 10 m de altura, que conjuntamente con una losa de fundación de 2 m de espesor en la parte superior materializan una Plataforma industrial.

La peculiaridad de la estructura de muro TEM abordada en esta tesis, es que se encuentra construida sobre un depósito de lastre con un mejoramiento superficial de 5 m en el sector de la Plataforma y de 3 m en un sector aledaño (Silo).

El estudio se desarrolla mediante el modelamiento de elementos finitos, la dificultad asociada a la calibración de los parámetros de los estratos se centra en el lastre que requiere un modelo de comportamiento caracterizado por la presencia de *creep*, mientras que para el suelo de refuerzo se utilizó un modelo de comportamiento con relación de dependencia de rigidez debido a confinamiento.

La calibración del modelo constitutivo del lastre se efectuó en base a curvas de estudios experimentales mediante la herramienta de simulación de ensayos *Soil Test* de PLAXIS2D®.

El proceso de optimización de parámetros permitió representar de manera cercana el comportamiento real del lastre, ya que los resultados obtenidos del modelo muestran una tendencia que se ajusta con las mediciones *in situ* de los asentamientos que se presentaron en la estructura.

## ABSTRACT

The Mechanically Stabilized Earth Walls MSWE also known as TEM walls are used in mining for applications such as retaining walls or avalanche defenses. TEM walls are characterized by the complexity of interaction between the soil and reinforcement elements.

This project analyses a TEM wall supporting a truck discharge platform

The peculiarity of this TEM wall structure studied in this thesis is that the structure is built on a dump of waste rock with a surface improvement of 5 meters in the Machine Platform area and of 3 m in closer area (Silo).

The study is development through finite element modeling, the difficulty associated with the parameter's calibration of the soil layers, focused on the waste layer, which required a model able to reproduce creep, while for the reinforced fill a constitutive model accounting for stress-dependency of stiffness due to soil confinement was selected.

The constitutive model calibration of waste rock was based on experimental curves using PLAXIS2D® Soil Test modulus tool.

The parameters optimization process allowed to represent accurately the real waste rock behavior, because results from the model shown a good agreement against available *in situ* measurements of settlements.

## **I. INTRODUCCIÓN**

Las estructuras de tierra armada o “Tierra Estabilizada Mecánicamente” (TEM) son comúnmente utilizadas en el sector minero para aplicaciones tales como muros de contención o defensas contra avalanchas. En este trabajo se estudia un muro TEM emplazado en un área denominada del “silo de distribución” y losa del sistema motriz del proyecto Chuquicamata Subterráneo, que conecta el área de producción de la mina subterránea con la planta de procesamiento. La losa de fundación del sistema motriz se emplaza sobre una plataforma materializada por un relleno compactado de 10 m de altura confinado lateralmente por un muro TEM. Una estructura TEM o MSEW (Mechanically Stabilized Earth Walls) por su sigla en inglés corresponde a una solución técnica económica, respecto a la alternativa de muros de contención gravitacionales de hormigón armado.

### **I.1 Descripción del caso de Estudio**

Un sistema de muro TEM está conformado por un material de relleno compactado en capas, con las características geotécnicas adecuadas y por refuerzos inextensibles, que en conjunto trabajan como un sistema de bloque rígido. Los refuerzos se anclan a un paramento mediante uniones que permiten una rotación libre. En el caso de estudio tanto el silo como la plataforma se encuentran sobre un estrato correspondiente a un relleno antrópico de material lastre minero con un espesor del orden de 17 m en el cual se realizó una intervención de mejoramiento previo al emplazamiento de la estructura (Figura 1-1).

Para determinar la alternativa de mejoramiento del sector de emplazamiento del área de silo y plataforma de maquinaria, se realizó un estudio de diferentes alternativas como pilotaje, inyecciones con mortero y mejoramiento con relleno masivo. En base a criterios de

factibilidad constructiva y económicos se optó por la tercera alternativa de mejoramiento con material de relleno masivo y compactado.

En primera instancia la alternativa de mejoramiento recomendó el reemplazo del estrato de lastre en la totalidad de su espesor, sin embargo, la ejecución del proyecto consideró el mejoramiento de lastre en sus primeros 5 m a partir del nivel de terreno en la zona del Silo de Distribución. En la zona de fundación de la plataforma del sistema motriz se consideró una profundidad de 1.5 m, el reemplazo de lastre se realizó con un relleno masivo compactado, material que también fue utilizado en el relleno del muro TEM.



Figura 1-1: Vista general del muro TEM. Extraído de (CMGI, 2019).

Posterior a su ejecución se detectó asentamientos en el área del proyecto, tanto el silo de distribución como en la losa de fundación de la plataforma del sistema motriz, por lo cual se

realizó un monitoreo de mediciones de las deformaciones en diversos puntos, y se pudo constatar el desarrollo de asentamientos diferidos en el tiempo. Ante estos resultados, objetivo de la investigación es analizar el desarrollo de los asentamientos registrados en la estructura, modelar computacionalmente el sistema y plantear una solución. La vista en planta de la zona del proyecto se muestra en la Figura 1-2.

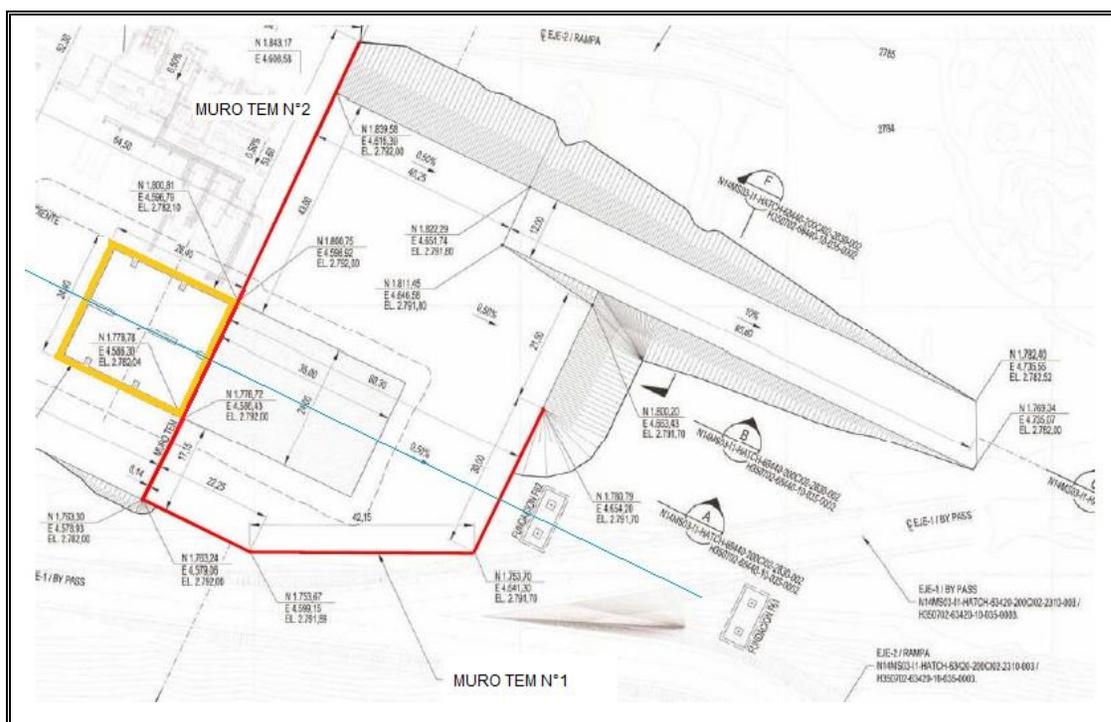


Figura 1-2: Vista en planta del muro TEM. Adaptada de (CMGI, 2019)

## I.2 Estudios Geotécnicos

Para determinar la estratigráfica de la zona de estudio, realizaron dos *ensayos down-hole* en el área de la Plataforma Silo y 3 perfiles geofísicos de tipo MASW L1, L2 y L3, complementados por una exploración mediante una calicata de 7 m de profundidad. La Figura 1-3 muestra la planta con la ubicación de los perfiles sísmicos en la Plataforma y Silo, junto con los *downhole* ejecutados en los sondajes S-1 y S-2.



Figura 1-3: Ubicación de Ensayos Sísmicos por IDIEM. Extraído de (PETRUS, 2017)

La estratigrafía proporcionada por cada uno de los sondajes realizados se presenta en la Figura 1-4 y muestra la estratigrafía proporcionada para cada uno de ellos.

SONDAJE CHDD10450				SONDAJE CHDD10451			
PROFUNDIDAD	LITOLOGIA	DESCRIPCIÓN		PROFUNDIDAD	AGUA	LITOLOGIA	DESCRIPCIÓN
0		Gravas. Gravas polimicticas con clastos angulosos <0.4m. Se observa un clasto con Ox de Cu, posiblemente la zona fue rellenada con material de botadero. Recuperación de muestra <50%		0	0,00		Gravas. Gravas polimicticas con clastos angulosos <0.4m. Se observa un clasto con Ox de Cu, posiblemente la zona fue rellenada con material de botadero (clastos con vetillas y Ox de Cu). Recuperación de muestra <50%
23.40		Gravas. Gravas monomicticas de granodiorita, con clastos angulosos. Recuperación >80%		23.5-29		x x x x	Roca meteorizada (MW a HW). Granodiorita de grano grueso. Resistencia a la compresión Mediana fuerte (R3). RQD 65-80. Recuperación de muestra >80%
25.10		Roca Meteorizada. Granodiorita muy meteorizada (HW). Resistencia R2-R3. RQD 20 a 40. Recuperación >90%		29-30		x x x x	Roca muy meteorizada. Granodiorita fina, con abundantes Ox de Fe, vetillas de Ys con talas menores. Resistencia débil (R2). RQD 80. Recuperación de muestra 100%.
30.00		Roca Moderadamente Meteorizada. Granodiorita moderadamente meteorizada (MW). Resistencia R3. RQD 60 a 80, con 1,5m de RQD 45. Recuperación >90%					
40.00		Fin sondaje: 40m.					

Figura 1-4: Descripción estratigráfica de sondajes del área de estudio. Extraído de (PETRUS, 2017)

En base a la información se determina que el primer estrato corresponde a material de lastre mina, y el basamento rocoso está ubicado aproximadamente a partir de los 25 m de profundidad. La información proveniente por la exploración de la calicata de 7 m de profundidad (Figura 1-5), indica que la totalidad de la profundidad prospectada corresponde a material de lastre conformada por clastos de hasta 1m de tamaño.

El material que compone la calicata corresponde a:

- relleno por volteo de diversa composición litológica, principalmente intrusiva.
- La granulometría tiene un rango muy amplio, variando desde arcilla (10%), arena (20-30%), gravas+bolones+bloques (50-60%) de hasta 1m de diámetro
- La compactación de los 1-1,5m iniciales es baja a moderada, producto del aplanamiento, tránsito de vehículos, etc.
- Bajo este nivel el material presenta una baja compactación, casi nula cohesión (suelo netamente friccionales) y desmoronable (se debe evitar el ingreso de personas).
- Moderada a alta permeabilidad.
- Nula humedad.
- Excavable, sin dificultad (a excepción de los bloques mayores) por medios mecánicos.
- Esta se ubica a 10m aproximadamente del primer sondaje.

Profundidad (m)	Descripción
0-2	Material de relleno, en general fino, con moderada a baja compactación, producto del tratamiento de la superficie de tránsito de vehículos pesados. Matriz arenosa-gravosa, clastos líticos (intrusivos), composición heterogénea, baja a moderada compactación, seco.
2-7	Material de relleno, en general medio a grueso, con escasos finos, clastos líticos, de diversa granulometría, desde gravas a bloques, angulosos, baja compactación, seco.



Figura 1-5: Descripción del material prospectado en calicata de 7 m. Extraído de (PETRUS, 2017)

En base al estudio de los perfiles geofísicos se determina un perfil estratigráfico a través de un análisis de las ondas de corte  $V_s$ , del cual es posible deducir un primer estrato caracterizado por una velocidad de onda de corte de alrededor de 350 m/s que se desarrolla hasta una profundidad aproximada de 10 m, posteriormente la velocidad media de onda de corte es de 500 m/s hasta los 17 m. El estrato subsiguiente tiene un espesor de alrededor a 8 m caracterizado por una velocidad de onda de corte de 850 m/s. Posteriormente a partir de los 25 m de profundidad se presenta una mayor velocidad de onda de corte, superior a los 1100 m/s lo que correspondería a un basamento rocoso. En la Figura 1-6 se resume todas las velocidades de onda medidas en los ensayos realizados.

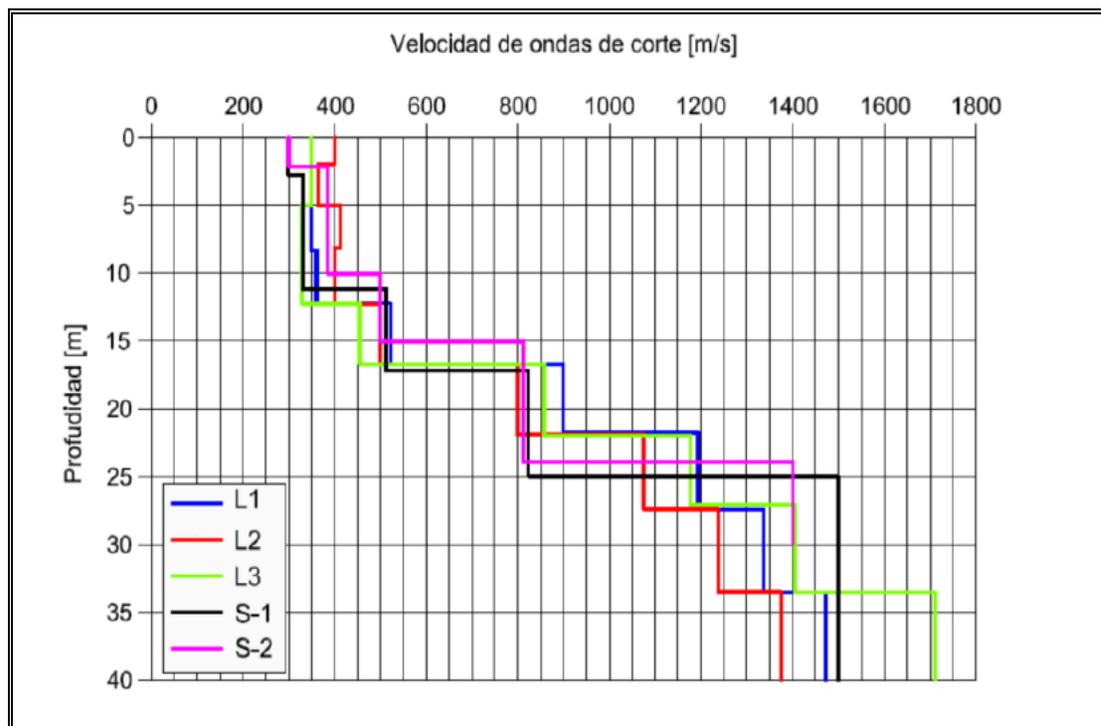


Figura 1-6: Perfil de Velocidad de ondas de corte. Extraído de (PETRUS, 2017)

De acuerdo con la información geotécnica del proyecto, se concluye que la profundidad media es del orden de 25 m. Se identifica con claridad el contacto suelo roca, que se confirma con el aumento de velocidades de onda de corte reportados en los ensayos geofísicos (valores de velocidades  $\geq 1400$  m/s).

### I.3 Modelo Estratigráfico

La caracterización geotécnica propuesta de la zona de estudio está conformada de tres distintos estratos: un relleno antrópico tipo lastre volteado sin compactación controlada de 17 m de espesor, luego un estrato caracterizado como grava arenosa con un espesor de 8 m y posteriormente se encuentra el basamento rocoso a una profundidad de 25 m.

- Unidad U-1.- Relleno artificial sin selección proveniente del material de la extracción de las minas, depositado por volteo, botadero tipo lastre, conocido en el sector como ROM (*Run of mine*) de una profundidad estimada de 17 m, compuesto por partículas angulares que conforman una

mezcla de clastos, grava y gravilla de diferente proporción y tamaños, siendo el tamaño máximo de partícula entre 12” y 40”. Al haber sido depositado por volteo, se estima una densidad relativa del 60% producto del paso de los camiones. La resistencia granular del botadero representada por el ángulo de fricción interna  $\phi = 39^\circ$  con un contenido de finos inferior al 5% y compactación del 85% aproximadamente del Proctor Modificado y un peso unitario de 1.96 a 2.02 ton/m<sup>3</sup>. De acuerdo a la documentación geotécnica del proyecto podría presentar asentamientos post sismo debido a una densificación por vibración de su estructura granular.

Tabla I-1: Propiedades del estrato U-1 Lastre. Extraído de (PETRUS, 2018)

Ángulo de fricción Interna	$\phi = 39^\circ$	
Cohesión	$c = 0$	Ton/m <sup>2</sup>
Módulo de deformación estático	$E_e = 225 Z^{0.82}$	Ton/m <sup>2</sup>
Módulo de deformación sísmico	$E_s = 2 E_e$	Ton/m <sup>2</sup>
Densidad	$\gamma = 1.96 \text{ a } 2.02$	Ton/m <sup>3</sup>

Donde Z en (m) corresponde a la profundidad, si se considera un relleno estructural sobre el botadero entonces la profundidad Z se medirá desde el coronamiento de tal relleno estructural, una vez ejecutado.

Adicionalmente se considera una cohesión de 1.5 ton/m<sup>2</sup> con el objetivo de asegurar una franja de seguridad cercana al coronamiento de taludes del relleno estéril, más no para efectos de empuje.

- Unidad U-2.- Subyaciendo la unidad anterior se desarrolla una arena limosa o limo arenoso con gravas y gravillas aisladas, caracterizado por humedad baja, consistencia alta y cementación alta por sectores. El espesor de esta unidad es aproximadamente 8m. Respecto a la resistencia

al corte, representado por el ángulo de fricción interna  $\phi$  el material corresponde a una grava arenosa densa a muy densa.

Tabla I-2: Propiedades de estrato U-2 Grava arenosa. Adaptado de (PETRUS, 2018)

Ángulo de fricción Interna	$\phi = 40^\circ$	
Cohesión	$c = 0$ a $0.5$	Ton/m <sup>2</sup>
Módulo de deformación estático	$E_e = 9600$	Ton/m <sup>2</sup>
Módulo de deformación sísmico	$E_s = 2 E_e$	Ton/m <sup>2</sup>
Densidad	$\gamma = 2.1$	Ton/m <sup>3</sup>

- Unidad U-3.- Estrato caracterizado como basamento rocoso, correspondiente a roca del tipo granodiorita de muy a mediano grado de meteorización. El peso unitario natural de 2.65 ton/m<sup>3</sup>, un ángulo de fricción de 30° una cohesión de 5 ton/m<sup>2</sup>, un módulo de Poisson de 0.3 y un módulo de deformación estático de 1200 kg/cm<sup>2</sup>. El espesor de esta unidad se considera indefinido en profundidad para los alcances de este trabajo.

Tabla I-3: Propiedades del estrato U-3 Roca. Extraído de (PETRUS, 2018)

Ángulo de fricción Interna	$\phi = 30^\circ$ a $35^\circ$	
Cohesión	$c = 5$ a $10$	Ton/m <sup>2</sup>
Módulo de deformación estático	$E_e = 12000$ a $100000$	Ton/m <sup>2</sup>
Módulo de deformación sísmico	$E_s = 1.3 E_e$	Ton/m <sup>2</sup>
Densidad	$\gamma = 2.65$	Ton/m <sup>3</sup>

De acuerdo con la información geotécnica el perfil estratigráfico adoptado para el proyecto se muestra en la Figura 1-7 propuesto por CMGI, 2019.



Figura 1-7: Perfil estratigráfico del área de estudio. Extraído de (CMGI, 2019)

#### I.4 Asentamientos

La situación que sugirió la existencia de asentamientos en el terreno fue la presencia de una excesiva deformación en una tubería. A partir de octubre del 2018 se inicia el programa de medición de deformaciones, para lo cual se determinan puntos de control de asentamientos se muestran en la Figura 1-8.

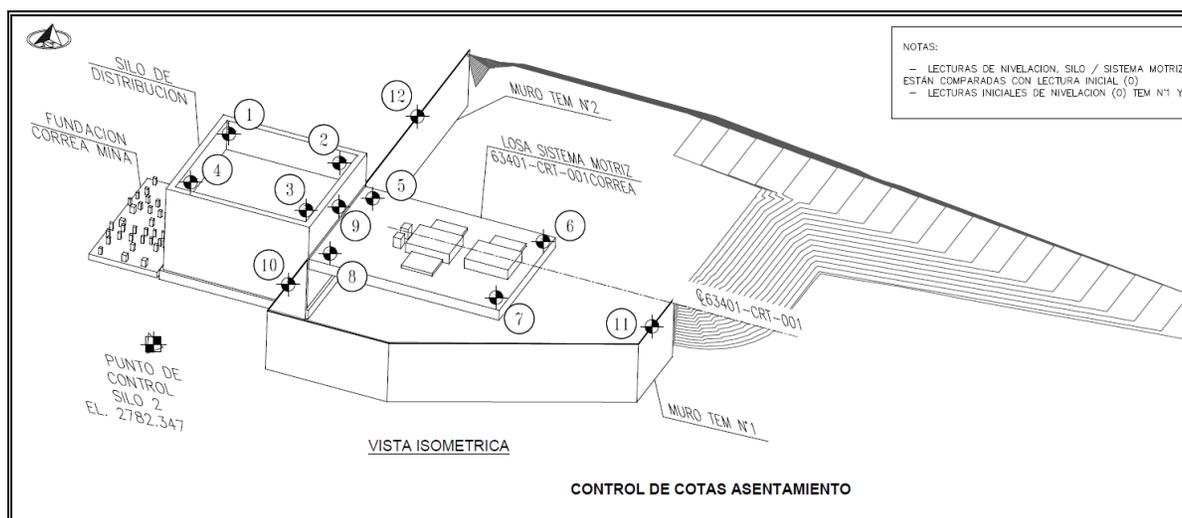


Figura 1-8: Ubicación de puntos de control de asentamientos. Extraído de (SK, 2018)

#### I.4.1 Asentamientos en el Silo de Distribución

La medición inicial se toma la reportada el 4 de octubre del 2018, la evolución de los asentamientos en los puntos del Silo de distribución se muestran en la Figura 1-9.

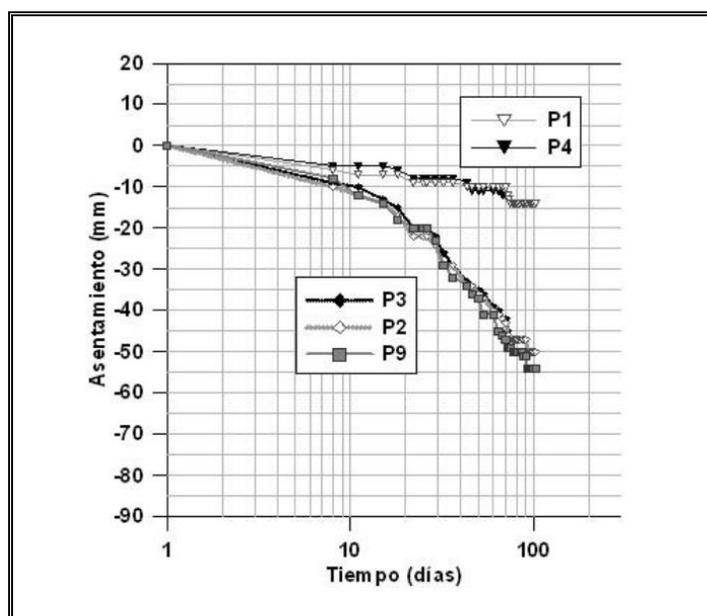


Figura 1-9: Asentamiento medido en el Silo. Extraído de (CMGI, 2019)

### I.4.2 Asentamientos en la Plataforma de Máquinas

Los resultados de las mediciones de asentamientos en los puntos de control de la losa del Sistema Motriz se presentan en la Figura 1-10.

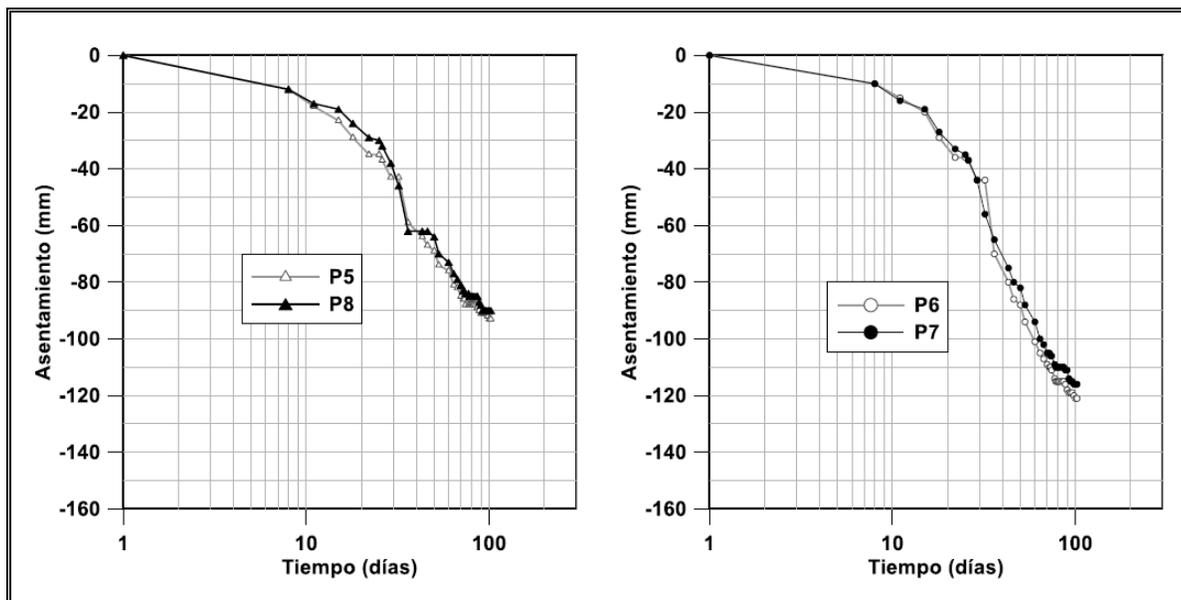


Figura 1-10: Asentamiento en la losa del Sistema Motriz. (CMGI, 2019)

Los valores mayores de asentamiento se presentan en los puntos 6 y 7 de la losa de apoyo del Sistema Motriz, siendo el máximo valor registrado el asentamiento reportado en el punto 6 con un valor de 120 mm, considerando como medición inicial la reportada el 4 de octubre del 2018.

### I.4.3 Tendencia de asentamientos

La tendencia de asentamiento en el tiempo presenta un comportamiento descendente marcado a partir de los 50 días desde el inicio de las mediciones, esta tendencia permite realizar una proyección del plazo en el que se lograría una estabilidad en las dos estructuras monitoreadas y se muestra en la Figura 1-11.

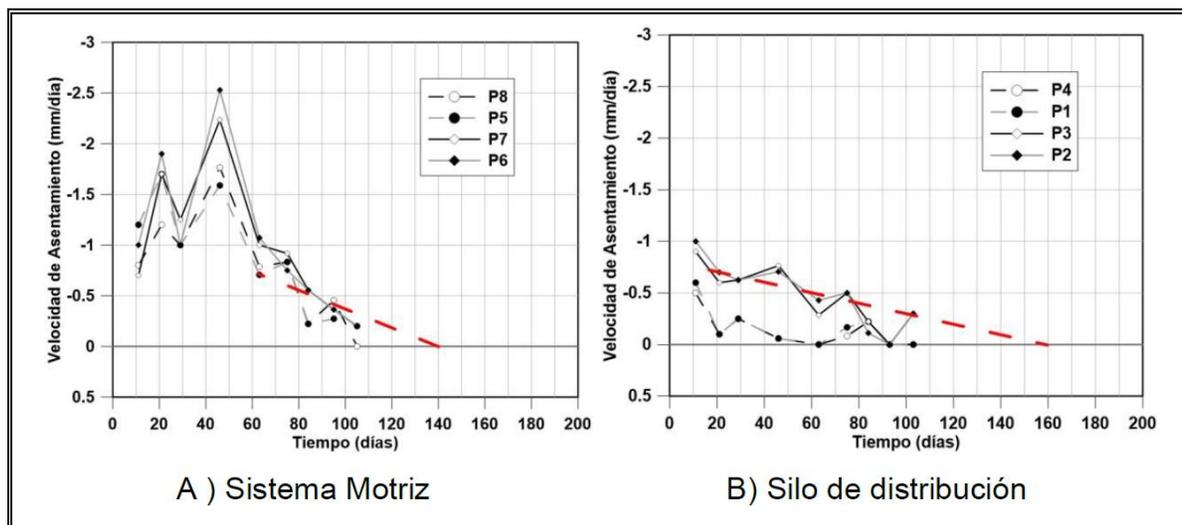


Figura 1-11: Variación de la tasa de deformación en el tiempo. Extraído de (CMGI, 2019)

La proyección de las deformaciones máximas previstas para el final de dicho periodo son 16 cm en la losa de apoyo del Sistema Motriz y de 10 cm en el Silo de Distribución, de acuerdo con los informes geotécnicos del proyecto.

### I.5 Propiedades Geomecánicas de los estratos

La información de propiedades geomecánicas asociadas a deformación de los materiales involucrados es limitada, por lo cual en base a los estudios geotécnicos se estima la rigidez conservadoramente como el 5 % del módulo a pequeñas deformaciones (elástico), obtenido a partir de las velocidades de ondas de corte. Las propiedades geomecánicas de los estratos se presenta en la Tabla I-4.

Tabla I-4: Propiedades geomecánicas estimadas de deformación de los materiales.

<b>Estrato</b>	<b>Densidad (tn/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Vs (m/s)</b>	<b>Poison</b>	<b>G<sub>0</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>E (KN/m<sup>2</sup>)</b>
Relleno	2.15	400	0.3	344000	17,200.00	44,720.00
Rom 1	1.95	350	0.3	238875	11,943.75	31,053.75
Rom 2	2.02	500	0.3	505000	25,250.00	65,650.00
Grava arenosa	2.10	850	0.3	1517250	75,862.50	197,242.50
Roca	2.65	1100	0.25	3206500	160,325.00	400,812.50

## **II. DESCRIPCIÓN DE MUROS TEM Y ESTRATEGIAS DE MODELACIÓN**

En este capítulo se hace una revisión de los fundamentos teóricos requeridos para la formulación de la modelación numérica a través de la definición de los parámetros de cada estrato de suelo, así como las propiedades de los elementos estructurales del muro mecánicamente estabilizado MSEW o también conocido como muro de Tierra Armada TEM. Los fundamentos necesarios parten desde la teoría que rige el comportamiento del suelo basado en conceptos de elastoplasticidad incremental, así como modelos más completos como Hardening Soil Model apropiado para el suelo de refuerzo, basado en la formulación de Cam-Clay que fue el primer modelo con endurecimiento en suelos y que introduce el concepto de Estado Crítico.

Adicionalmente se requiere la incorporación de un modelo de comportamiento más sofisticado y de segundo orden, usado para simular una dependencia del tiempo del comportamiento del lastre (*creep*). El modelo considerado incluye compresión primaria y secundaria.

### **II.1 Estructuras TEM**

En 1963, la investigación del ingeniero francés Henri Vidal condujo a la invención y el desarrollo del concepto de Tierra reforzada, un sistema en el que se utiliza tiras de acero como refuerzo. A partir de allí los muros TEM son la opción elegida en la mayoría de situaciones de relleno y usadas ampliamente en el mundo. La estructura permanente más alta construida con esta técnica se encuentra en Estados Unidos y alcanza una altura de 46 m.

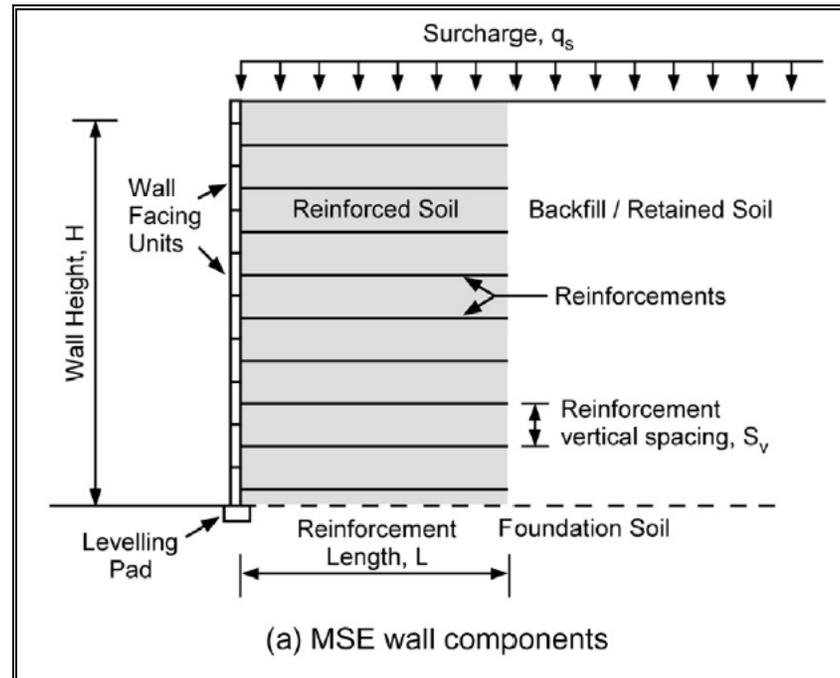


Figura 2-1: Sección típica de un Muro MSE o TEM (Bilgin & Mansour, 2014)

A partir de la introducción del sistema de Tierra Reforzada los materiales utilizados en los muros TEM han ido evolucionando a lo largo de los años. Entre los tipos de refuerzos comúnmente utilizados constan las geomallas, los geotextiles, las tiras de acero, barras metálicas y mallas metálicas.

La mayoría de las estructuras TEM para aplicaciones permanentes construidas hasta la fecha o actualmente planificadas utilizan un revestimiento de hormigón prefabricado segmentado y refuerzos de acero galvanizado. El uso de TEM con geotextil en la construcción permanente ha sido limitado a la fecha, pero se considera bastante útiles para la construcción temporal, donde se ha hecho un uso más extenso.

### II.1.1 Principio de la Tierra Estabilizada Mecánicamente

El objetivo del procedimiento es conformar de una estructura de suelo reforzado caracterizada por un incremento de la rigidez y la reducción de las deformaciones globales del conjunto suelo-refuerzo (Figura 2-2).

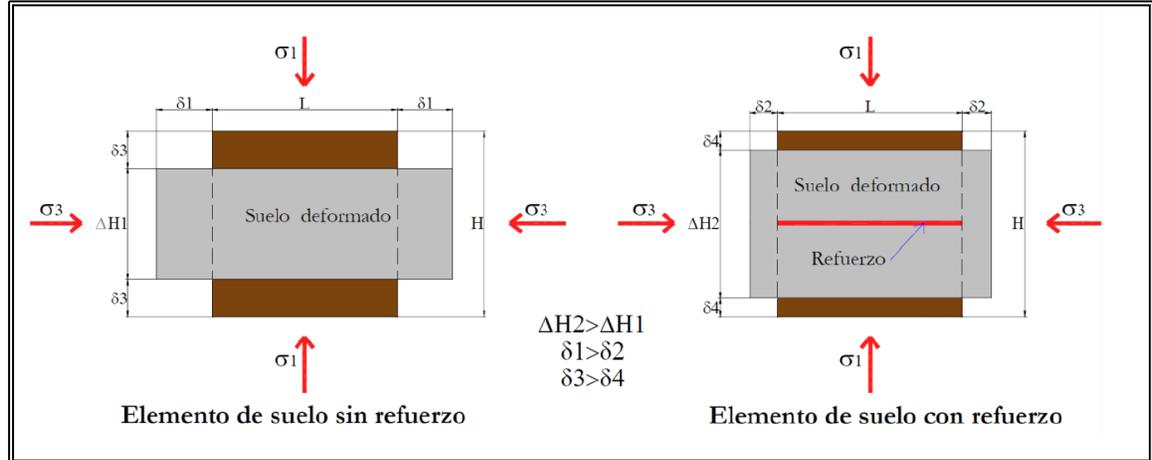


Figura 2-2: Principio básico de un suelo reforzado. Extraído de (Cartes, 2016)

Para analizar el comportamiento de suelo reforzado es necesario considerarlo como un material compuesto. Autores utilizaron el concepto de cohesión aparente para explicar el aumento en la resistencia del material compuesto suelo-refuerzo. La Figura 2-3 muestra el comportamiento del suelo reforzado, mediante el criterio de falla de Mohr Coulomb, con “0” en la condición inicial de la muestra de suelo reforzado, “1” para el caso sin refuerzo y “2” para la condición de falla de la muestra de suelo reforzado.

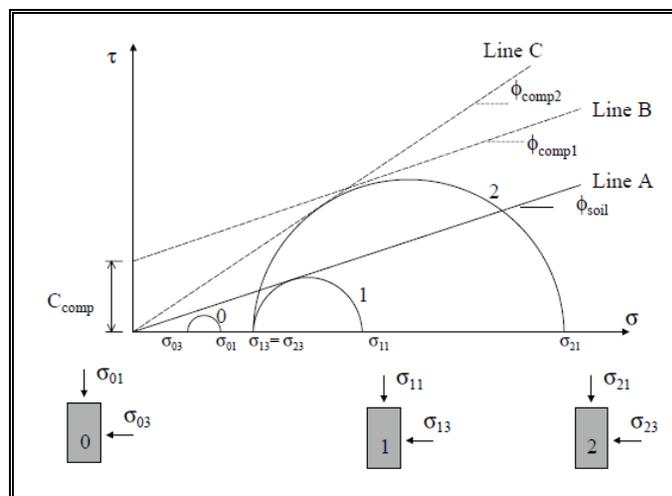


Figura 2-3: Principio básico de un suelo reforzado. Extraído de (Cartes, 2016)

Las propiedades del suelo de relleno determinan el desempeño de los muros mecánicamente estabilizados o muros TEM, para lo cual existen disposiciones que tienen la finalidad de garantizar una buena interacción suelo-refuerzo y de esta manera asegurar durabilidad de la estructura.

### **II.1.2 Requerimientos para el suelo reforzado**

Las guías de *Federal Highway Administration* (FHWA) y las especificaciones AASHTO proporcionan métodos y ecuaciones para el diseño de muros TEM, utilizando el enfoque de equilibrio límite. Los métodos de diseño confían en la fuerza y momento de equilibrio utilizando un factor de seguridad asociado a cada modo de falla. Aunque en este estudio no se enfoca en el diseño de la estructura, es importante tener en consideración ciertos criterios de las normativas ya que facilitarán la comprensión del desempeño de la estructura TEM.

Además, hay fundamentos que son muy importantes a considerar, para la modelación como es el caso de requerimientos de los elementos que componen el muro TEM, como el caso de los refuerzos y el suelo de relleno.

#### **Longitud de refuerzo**

Una longitud mínima de  $0.7H$  es recomendada para muros TEM. Se requieren mayores longitudes para estructuras sujetas a sobrecargas, o donde las condiciones de los cimientos afectan el deslizamiento lateral y/o la estabilidad de la pendiente global/compuesta, como se enumera en la Tabla 2-1. Longitudes más cortas se pueden usar en situaciones especiales proyecto.

Tabla II-1: Mínima longitud típica de refuerzo (FWHA, 2009)

<b>Caso</b>	<b>Razón mínima L/H</b>
Carga estática o con sobrecarga de tráfico	0.7
Recarga por relleno inclinado	0.8
Carga sísmica	0.8 a 1.1

### Suelo de relleno

Las características que resumen un suelo de relleno bien graduado y con un alto ángulo de fricción entre sus partículas se muestran en la Tabla II-2. Sin embargo, esto no exime la posibilidad de utilizar un suelo de relleno con características contrarias, pero tendrá una repercusión reflejada en la cantidad de refuerzo requerido. Las características indicadas en la Tabla II-2 proporcionan ventajas como la durabilidad de refuerzo y a facilidad en procesos constructivos como en el caso de los procesos de compactación.

Tabla II-2: Características suelo de relleno. (AASHTO, 2014)

AASHTO		
Graduación ( AASHTO T-27)	Malla (Tamaño)	Porcentaje que pasa
	4" (102 mm)	100
	Nº 40 (0.425 mm)	0-60
	Nº200 (0.075mm)	0-15
Índice de Plasticidad, PI (AASHTO T-90)	PI < 6	
Consideraciones (AASHTO T-104)	El material debe estar libre de malezas u otros componentes orgánicos de pobres propiedades mecánicas. Los materiales deben presentar bajas composiciones de magnesio y sulfatos.	

Se debe considerar que, a pesar de las exigencias en la selección de los materiales que componen un muro TEM, el adecuado proceso constructivo puede influir en el desempeño de la estructura ya sea a corto, medio o largo plazo.

Respecto a los requerimientos de compactación, estos son distintos dependiendo del grado de proximidad a la fachada del muro. Para las zonas más cercanas a la fachada (1m) se aconseja el uso de maquinaria liviana, compactadores manuales y todo tipo de proceso de compactación ligera que no genere aumentos en la presión lateral del suelo de relleno para así prevenir movimientos laterales de la fachada.

Para considerar el efecto de la compactación en el modelo de elementos finitos, se considera una variación del coeficiente de empuje lateral. Para ello se puede considerar

el coeficiente de empuje geostático asumiendo comportamiento elástico. Para derivar la expresión correspondiente, se supondrá que las deformaciones en la dirección longitudinal son nulas en la zona de suelo reforzado;

$$\varepsilon_{xx} = 0 \quad (2.1)$$

Entonces la relación entre deformaciones y esfuerzos:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{E} (\sigma_{xx} - \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{yy})) \quad (2.2)$$

Ahora considerando las deformaciones longitudinales como nulas, se obtiene:

$$\sigma_{xx} = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_{yy} \quad (2.3)$$

$$\sigma_{xx} = K_0 \sigma_{yy} \quad (2.4)$$

Mediante la modificación del coeficiente de Poisson se simula el proceso de compactación. En la Figura 2-4 se muestra la dependencia del módulo de Poisson en función de la altura del muro TEM. Existen diversas metodologías para el cálculo del coeficiente de empuje lateral, este trabajo utilizará las guías de la FWHA.

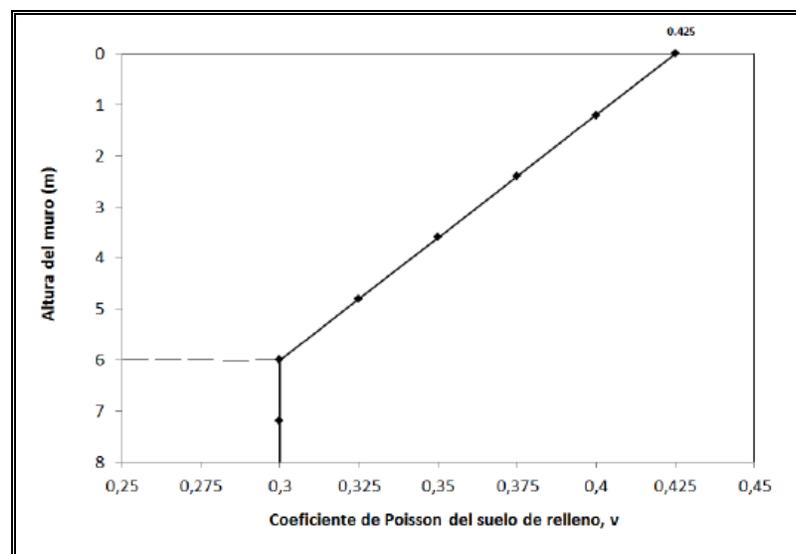


Figura 2-4: Variación del coeficiente de Poisson (Cartes, 2016)

### II.1.3 Transferencia de esfuerzos

La transferencia de esfuerzos entre el suelo y el refuerzo es debido a la fricción que se produce en la interacción entre estos componentes del sistema de suelo reforzado.

La interacción suelo-refuerzo es calculada típicamente mediante ensayos de arranque (*Pullout test*) se pueden desarrollar tanto en laboratorio como en terreno utilizando diversos enfoques, métodos y procedimientos en el criterio de evaluación del coeficiente de interacción suelo refuerzo (Figura 2-5).

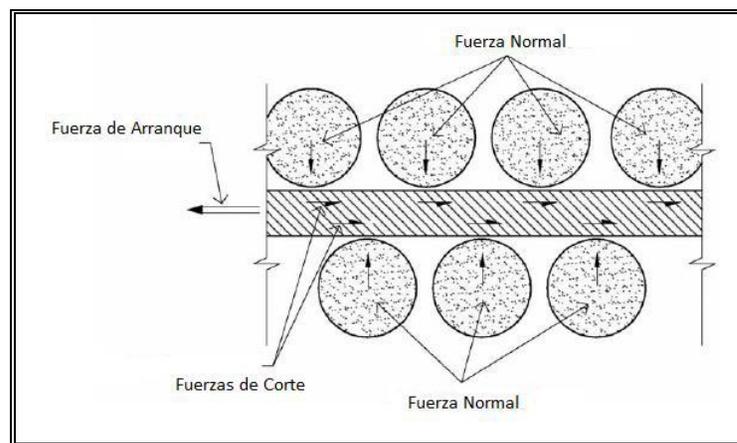


Figura 2-5: Transferencia de esfuerzos entre suelo-refuerzo. Adaptada (FHWA, 2009)

Para la evaluación del desempeño del arranque de los refuerzos del suelo la FHWA, establece un procedimiento unificado. De todas formas, la transferencia de cargas dependerá de las características de cada refuerzo.

La resistencia al arranque del refuerzo es movilizada mediante la combinación de las dos formas básicas de interacción suelo-refuerzo, la interacción por fricción y la resistencia pasiva que ejercen los elementos transversales de algunos tipos de refuerzos, como mallas de acero o geogrillas.

$$F^* = \text{Resistencia Pasiva} + \text{Resistencia Friccional}$$

Respecto a los tipos de planos de falla potenciales que pueden ocurrir en la zona de suelo reforzado, se asume que dependen de la rigidez del tipo de refuerzo utilizado y pueden ser de dos posibles tipos (Figura 2-6).

- i. Los refuerzos extensibles, como geomallas y geotextiles, están fabricados de materiales poliméricos y tienden a deformarse de manera similar a los movimientos del suelo no reforzados. Por lo tanto, la superficie de falla potencial se asemeja al plano de falla activo tradicional que ocurriría detrás de un muro de contención.
- ii. Refuerzos inextensibles, por otro lado, son refuerzos metálicos e imponen mayor restricción al muro. El plano de falla en este caso se asume dentro del suelo reforzado como una superficie bilineal.

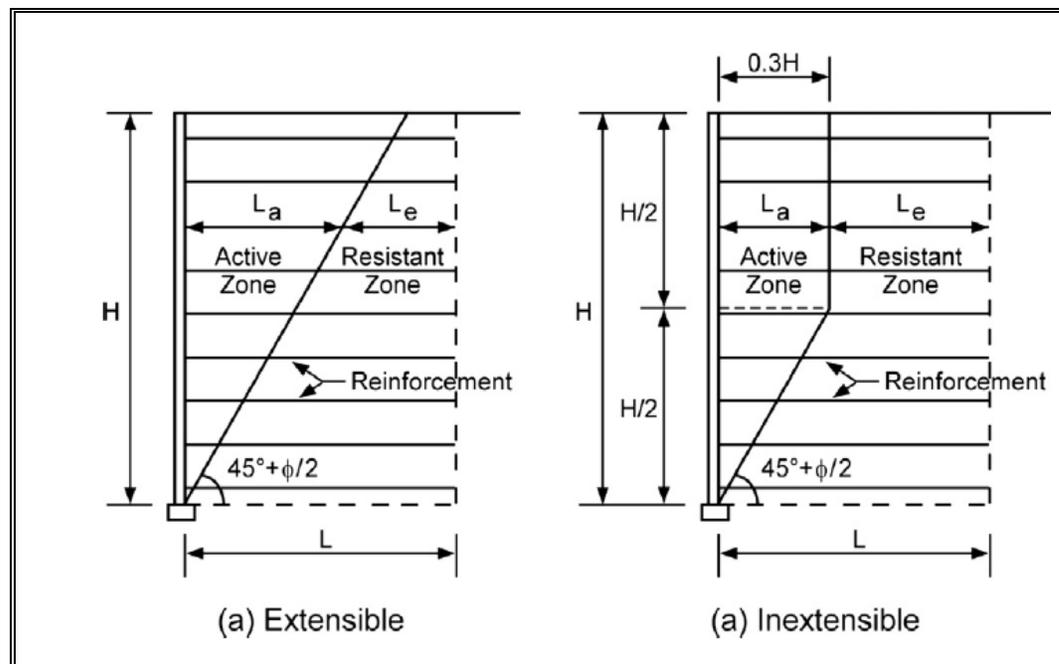


Figura 2-6: Localización de la superficie potencial de falla para refuerzos a) extensible y b) inextensible (Bilgin & Mansour, 2014)

## II.2 Modelos Constitutivos

Los modelos constitutivos del suelo han avanzado significativamente, de modelos básicos que idealizan el suelo como un medio elástico lineal o un medio elástico lineal perfectamente plástico hasta la formulación de modelos constitutivos más avanzados. La modelación del comportamiento mecánico de suelos está fundamentada en el concepto de elasto-plasticidad incremental, el principio fundamental es que las deformaciones se descomponen en una componente elástica y una componente plástica que se combinan para simular el comportamiento del suelo.

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^p \quad (2.5)$$

### II.2.1 Fundamentos de Modelos Elasto-Plásticos

El comportamiento de suelos en general no corresponde a un comportamiento elastoplástico perfecto. De hecho, en la naturaleza existen muy pocos suelos que tienen la propiedad en que su comportamiento se pueda asimilar al de un material elastoplástico perfecto. En general los suelos poseen endurecimiento, pudiendo ser endurecimiento positivo (*hardening*) o endurecimiento negativo (*softening*) por lo cual la idealización de elasto-plasticidad perfecta no es la apropiada, como por ejemplo lo hace el modelo de Mohr-Coulomb (M-C).

Mohr-Coulomb es normalmente preferido debido a su simplicidad y representa una aproximación de primer orden del comportamiento de suelo y rocas (Md Zain, et al., 2011). Sin embargo, este modelo constitutivo posee varias limitaciones importantes:

- No incorpora variaciones de volumen irreversibles en trayectorias isotrópicas.
- Mientras no alcance  $\tau_{max}$  tampoco hay generación de deformaciones plásticas.

Aunque M-C podría proporcionar un punto de partida útil y sencillo para empezar el modelamiento, la elección de un solo valor de módulo de elasticidad (E) podría ser algo problemático debido a la dependencia del estado de esfuerzos, de la rigidez del suelo debido al confinamiento, principalmente en **suelos granulares**.

Cuando se utiliza parámetros elásticos en cálculos dinámicos, los parámetros relativos al módulo de corte ( $G$ ) y módulo edométrico ( $E_{oed}$ ), necesitan ser seleccionados adecuadamente de modo que el modelo prediga las velocidades de onda de corte y compresión a muy pequeña deformación de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$V_p = \sqrt{\frac{E_{oed}}{\rho}} \quad (2.6)$$

Donde

$$E_{oed} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad y \quad \rho = \frac{\gamma_{unsat}}{g} \quad (2.7)$$

y

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.8)$$

Donde:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad y \quad \rho = \frac{\gamma_{unsat}}{g} \quad (2.9)$$

Según (Md Zain, et al., 2011) "las principales razones de la alta diferencia porcentual en las tensiones del suelo se deben a la característica de modelo de suelo de endurecimiento (HS) en sí. En comparación con el modelo de Mohr Coulomb (MC), el modelo HS presenta una descripción más detallada precisos porque usa tres entradas diferentes de parámetros de rigidez:  $E_{50}$ ,  $E_{ur}$  y  $E_{oed}$ , mientras que el modelo MC solo considera un valor para E."

Para caracterizar las propiedades resistentes del suelo y describir su comportamiento en términos de la relación esfuerzo-deformación, es común recurrir a ensayos triaxiales. A partir de los cuales es posible calibrar leyes constitutivas que permiten representar un comportamiento adecuado del suelo.

La dependencia potencial de la rigidez respecto de la presión de confinamiento es una característica básica del modelo hiperbólico modificado. Además, para describir la rigidez del suelo de forma mucha más precisa que el modelo de Mohr-Coulomb, el

modelo HS tiene en cuenta la rigidez que presenta el suelo en las trayectorias de carga-descarga mediante el módulo elástico  $E_{ur}$ .

## II.2.2 Cam - Clay

El Modelo *Cam-Clay* fue el primer modelo con endurecimiento en suelos basado en los principios elastoplásticos que introduce el concepto del Estado Crítico, desarrollado en la U. de Cambridge para reproducir el comportamiento pre y normalmente consolidado en arcillas. (Sáez, 2018)

El modelo describe el material sobre la base de la teoría elastoplástica, al acoplar las deformaciones plásticas con la curva de recompresión-compresión isotrópica. Aunque ha sufrido por leves modificaciones sigue siendo un referente para el desarrollo de modelos constitutivos.

Inicialmente el modelo contemplaba una superficie de fluencia de tipo logarítmico, que debido a singularidades acerca del valor de tensión en la presión de preconsolidación dio origen a su versión modificada (1968), con la función de fluencia correspondiente a una elipse que pasa por el origen.

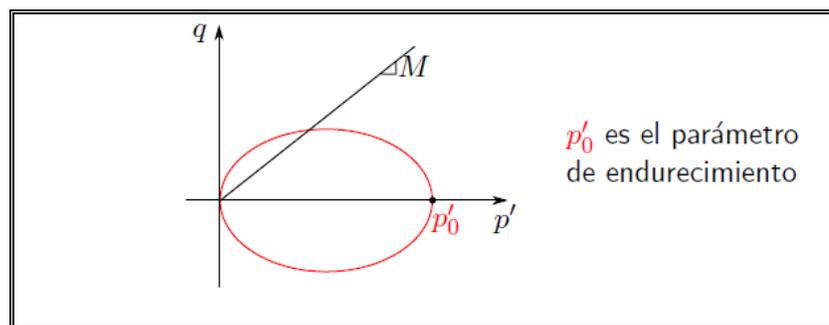


Figura 2-7: Función de Fluencia *Cam-Clay* modificado. (Sáez, 2018).

Sea

$$f(p', q, p'_0) = q^2 / M^2 - p'(p'_0 - p') \quad (2.10)$$

Este modelo resuelve la incapacidad de modelos de M-C de reproducir cambios de volumen permanente durante trayectorias isotrópicas, mediante un modelo de endurecimiento apropiado. Tiene la capacidad de generar deformación por corte y deformación por volumen combinado o de forma separada.

El módulo de compresibilidad  $K$  se define en función del confinamiento y del volumen específico, éste último que a su vez se relaciona con el contenido de vacíos del material. El volumen específico del material se asume como una función del confinamiento vertical efectivo (Figura 2-8).

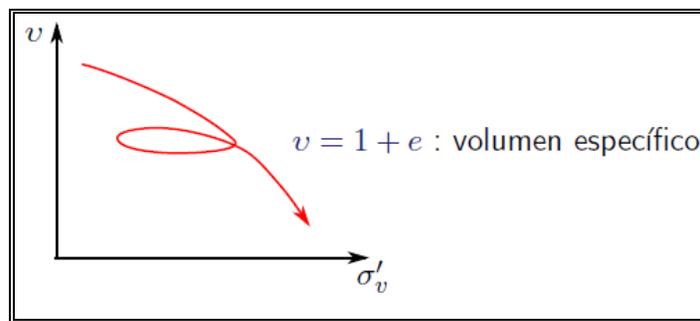


Figura 2-8: Variación de volumen. (Sáez, 2018)

Para representarlo en función de una recta se requiere la conversión logarítmica en el eje de las abscisas, por lo tanto la relación de la Figura 2-8 se transforma en la ecuación 2.13.

$$v = v_k + \kappa \ln(p') \quad (2.11)$$

Donde:

$v_k$ : Volumen específico de preconsolidación

$\kappa$ : Módulo de recompresión

$$v = v_k - \kappa \ln p' \quad \rightarrow \quad \dot{v} = -\frac{\kappa}{p'} \dot{p}' \quad (2.12)$$

Entonces para  $K$  dependiente del confinamiento se tiene:

$$K \dot{\varepsilon}_v^e = \dot{p}' \quad (2.13)$$

$$\dot{\varepsilon}_v^e = \frac{\dot{v}}{v} = \frac{\kappa}{v p'} \dot{p}' \quad \rightarrow \quad K = \frac{v p'}{\kappa} \quad (2.14)$$

La rigidez al corte se asume constante

$$\dot{\varepsilon}^e = \frac{\dot{q}}{3G} \quad (2.15)$$

Por otro lado, la componente elástica en corte queda definida por su módulo:

$$G = K \frac{3(1 - 2\nu)}{(1 + \nu)} \quad \rightarrow \quad \nu \text{ depende de } p' \quad (2.16)$$

La Tabla II-3 resume los parámetros que requiere este modelo.

Tabla II-3: Propiedades del modelo Cam-Clay. (Cabezas, 2013)

Parámetro	Función
$\kappa$	Pendiente de recta de recompresión en gráfico $\ln(p') - v$
$\lambda$	Pendiente de recta de consolidación isotrópica (o NCL) en gráfico $\ln(p') - v$
$M$	Pendiente de recta de estado crítico (CSL) en el plano $p' - q$ , es función del ángulo de fricción interna $\phi'$ según $M = \frac{6 \cdot \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$
$\nu$	Módulo de Poisson.
$p'_{pr}$	Presión de preconsolidación inicial. Si es NC será la tensión actual
$v_0$	Volumen específico del material a nivel de presión de preconsolidación

### II.2.3 Hardening Soil Model

Hardening Soil Model (HS) es un modelo más completo para simular el comportamiento de diferentes tipos de suelo, tanto en suelos blandos como en suelos rígidos, (Schanz, 1998). En contraste con un modelo de elasto-plástico perfecto, la superficie de fluencia de un modelo con endurecimiento no es fija en el espacio de las tensiones principales, ya que esta puede expandirse debido a deformaciones plásticas.

El modelo se basa en la “idea” del modelo hiperbólico, pero que la adapta para llevarlo a un contexto de elasto-plasticidad incremental. Adicionalmente incluye dilatancia e incorpora una superficie *cap* (tipo Cam-Clay).

Incorpora la rigidez dependiente del confinamiento, principalmente en suelo granulares. En general la superficie de fluencia del modelo (PLAXIS, 2019) tiene la forma:

$$f = \bar{f} - \gamma^p \quad (2.17)$$

Donde:  $\bar{f}$  corresponde a una función de dependencia de los esfuerzos de la rigidez del suelo, lo cual corresponde a la principal característica del modelo y  $\gamma^p$  corresponde a las deformaciones de corte plásticas y actúa como variable de endurecimiento.

$$\bar{f} = \frac{2}{E_i} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} - \frac{2q}{E_{ur}} \quad (2.18)$$

$$\gamma^p = -(2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p \approx -2\varepsilon_1^p) \quad (2.19)$$

La representación de la superficie de fluencia del modelo se muestra en la Figura 2-9.

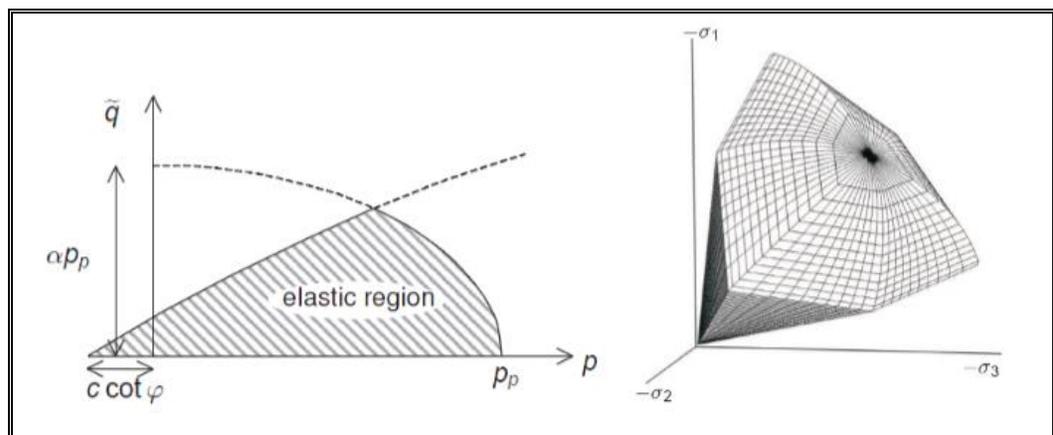


Figura 2-9: Función de Fluencia del modelo *Hardening Soil* en el plano p - q y representación del contorno de fluencia en esfuerzos principales (PLAXIS, 2014)

Las principales características del modelo HS se describen a continuación:

- a) Las deformaciones totales se calculan utilizando la rigidez dependiente del confinamiento.
- b) La rigidez se define tanto para carga como para descarga en condiciones de recarga.
- c) Modelando deformaciones irreversibles debido a compresión primaria bajo carga edométrica e isotrópica (endurecimiento por compresión).
- d) Asume una regla no asociada para endurecimiento por corte, y se asume una regla de flujo asociada para endurecimiento por compresión.
- e) Se aplica criterios de falla de Mohr-Coulomb.

En el modelo HS, la relación esfuerzo-deformación ( $q$ - $\varepsilon_1$ ) debido a carga primaria es hiperbólica (Rebolledo, et al., 2019). Para un ensayo triaxial Figura 2-10.

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} - \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}}, \text{ para } q < q_f \quad (2.20)$$

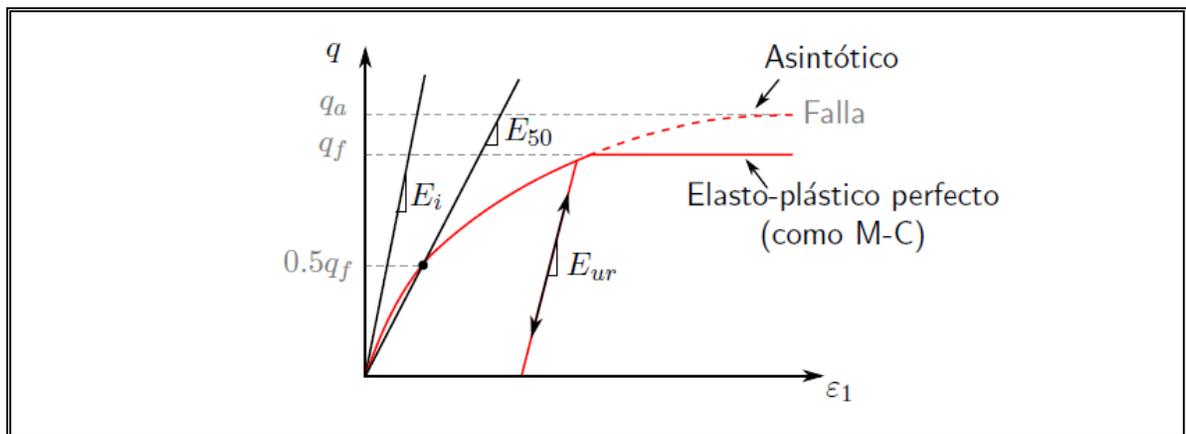


Figura 2-10: Relación Hiperbólica esfuerzo-deformación para carga isotrópica en un ensayo triaxial drenado. Extraída de (Sáez, 2018)

Donde  $q_a$  corresponde al valor asintótico de resistencia y  $E_{50}$  es el módulo de Young correspondiente a alcanzar el 50% de la tensión desviadora de rotura, la tensión

desviadora última  $q_f$ , mientras que la resistencia al corte admisible  $q_a$  es una fracción de  $q_f$ , como se muestra en las siguientes expresiones:

$$q_f = (c \cos \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{y} \quad q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (2.21)$$

Por defecto  $R_f = 0.9$  corresponde al 90%.

Respecto a las expresiones anteriores  $q_f$  proviene del criterio de falla de Mohr Coulomb, que involucra los parámetros de esfuerzo  $c'$  y  $\varphi'$ . Tan pronto en que  $q=q_f$ , el criterio de rotura se satisface y ocurre la plasticidad perfecta de acuerdo con el criterio de Mohr-Coulomb.

El parámetro  $E_{50}$  dependiente de la tensión principal menor  $\sigma'_3$  donde el módulo de rigidez de referencia correspondiente a la tensión de referencia  $\sigma'^{ref}$ , relación entre los valores de referencia que se usen para calibrar el modelo y los valores de confinamiento efectivo que tenga el suelo, dada por la siguiente ecuación.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi - p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (2.22)$$

Para trayectorias de tensión de carga y descarga se utiliza otro módulo de rigidez dependiente del confinamiento.

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi - p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (2.23)$$

Donde  $E_{ur}^{ref}$  es el módulo de referencia de Young de descarga y recarga, correspondiente a la presión de referencia  $p^{ref}$ . Si no se tiene una estimación del módulo de descarga se sugiere:

$$E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref} \quad (2.24)$$

La misma dependencia potencial se presenta de nuevo para obtener la rigidez respecto a compresiones unidimensionales mediante el módulo edométrico  $E_{oed}$ , donde se debe diferenciar  $\sigma'_1$  en lugar de  $\sigma'_3$ , ya que en el en estas trayectorias esta tensión es la conocida. Adicionalmente el valor del parámetro  $E_{oed}^{ref}$  es la pendiente de la recta tangente a la curva.

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{\sigma}{p_{ref}} \right)^m \quad (2.25)$$

En donde  $m \approx 1$  en el caso de suelos blandos y  $m \approx 0.5$  para suelos granulares.

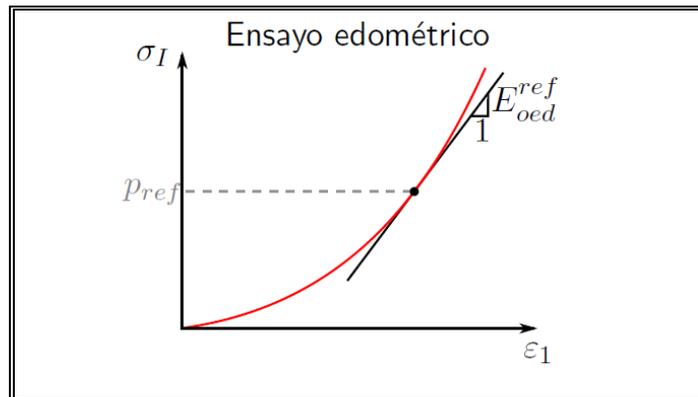


Figura 2-11: Ensayo Edométrico (Sáez, 2018)

Al igual que el resto de los modelos de elasto-plasticidad, este modelo mantiene una relación entre la deformación plástica volumétrica y la deformación plástica de corte. Lo cual implica un ángulo de dilatación movilizado  $\psi_m$  determinada por la siguiente expresión:

$$\dot{\varepsilon}_v^p = \sin \psi_m \dot{\gamma}^p \quad (2.26)$$

Se asume que:

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \varphi_m - \sin \phi_{cv}}{1 - \sin \varphi_m \sin \phi_{cv}} \quad (2.27)$$

$$\sin \varphi_m = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3 - 2 \cot \varphi} \quad (2.28)$$

Donde  $\phi_{cv}$  es el ángulo crítico, i.e. independiente de la densidad.

Entonces el material (Sáez, 2018)

Contrae si  $\varphi_m < \phi_{cv}$

Contrae si  $\varphi_m > \phi_{cv}$

Contrae si  $\varphi_m \rightarrow 0$ , entonces  $\psi_m = 0$  (no drenado)

## II.2.4 SSC Modelo con dependencia en el tiempo

Dentro de las alternativas disponibles para realizar esta investigación, tanto *Hardening Soil Model* y *Soft Soil Model* disponibles en el software Plaxis® podrían ser usados para modelar el comportamiento de suelos compresibles. Sin embargo, ninguno de estos modelos es adecuado cuando el material presenta fluencia.

Todos los suelos exhiben cierta fluencia, y la compresión primaria siempre es seguida por una cierta cantidad de compresión secundaria. Asumiendo la compresión secundaria (por ejemplo, durante un período de 10 o 30 años) sea un cierto porcentaje de la compresión primaria, está claro que la fluencia podría ser importante para problemas relacionados con una gran compresión primaria pues grandes asentamientos por lo general son seguidos de asentamientos de arrastre en años posteriores. En este tipo de casos se requiere incorporar el *creep* o fluencia lenta a las estimaciones.

En efecto, en el caso de estudio el monitoreo registró existencia de asentamientos en el tiempo a carga constante lo que se conoce formalmente *creep*. El **Modelo Soft Soil Creep** (SSC) disponibles en el software Plaxis® es capaz de representar este tipo de comportamiento dependiente del tiempo, por lo cual fue seleccionado como modelo para el material de lastre.

En relación a un modelo de tipo *Cam Clay* modificado, este modelo incorpora parámetros con propiedades de hinchamiento y compresión del suelo adicionales.

Los parámetros básicos de rigidez (Aksoy, et al., 2012) son:

índice de hinchamiento modificado ( $\kappa^*$ ), índice de compresión modificado ( $\lambda^*$ ) e índice de fluencia modificado ( $\mu^*$ ).

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1 + e)} \quad (2.29)$$

$$\kappa^* \approx \frac{2}{2.3} \frac{C_s}{(1 + e)} \quad (2.30)$$

$$\mu^* = \frac{C_\alpha}{2.3(1 + e)} \quad (2.31)$$

Estos parámetros se pueden estimar de ensayos de consolidación usuales.

El modelo *Soft Soil Creep* es adecuado para materiales que presentan altos grados de compresibilidad y exhiben comportamiento significativo de fluencia (por ejemplo, consolidación secundaria en una prueba de edómetro). Las características generales que considera este modelo son:

- Rigidez dependiente de tensión (comportamiento logarítmico de compresión);
- Distinción entre carga primaria y descarga-recarga,
- Compresión secundaria (dependiente del tiempo),
- Memoria de tensión de pre-consolidación;
- Criterio de falla de acuerdo al criterio de Mohr-Coulomb (MC), la superficie de fluencia se ha adaptado del modelo Cam-Clay modificado con una regla de flujo asociada. (PLAXIS, 2019)

La suposición principal respecto al comportamiento de fluencia en este modelo es que las deformaciones elásticas son instantáneas y las deformaciones plásticas son solo viscosas y se desarrollarán con el tiempo. Las deformaciones visco-plásticas están en desarrollo durante todo el tiempo, pero la velocidad a la que se desarrollan dependerá de los factores que caracterizan las propiedades de *creep*.

La formulación de *creep* no incluye la posibilidad de falla. Sin embargo, el criterio de falla de tipo Mohr-Coulomb formulado en un marco de plasticidad perfecta, es considerado por SSC, generando deformaciones plásticas tan pronto como se cumpla la condición de falla.

El modelo SSC involucra un parámetro de *creep*, el *Modified Creep Index*  $\mu^*$  que controla la generación de las deformaciones visco-plásticas.

La compresibilidad es la capacidad de cambio volumétrico de un suelo al variar su condición de esfuerzos efectivos, propiedad que está ligada directamente con los asentamientos. La respuesta es más o menos similar para todos los suelos, en la que se pueden observar los diferentes tramos; un tramo inicial de baja pendiente hasta un nivel de esfuerzo máximo similar al máximo que se ha presentado en la historia del suelo, un tramo de mayor pendiente luego de haber superado al esfuerzo máximo histórico, además de trayectorias rectas de descarga o recarga.

A partir del máximo esfuerzo histórico, denominado esfuerzo de pre-consolidación se presenta la deformación no recuperable del material. Para determinar este punto de inflexión entre ambos tramos, existen métodos como el de método de Taylor y el método de Casagrande.

Entre los parámetros que caracterizan la compresibilidad del suelo se establecen relaciones logarítmicas o aritméticas, la representación más utilizada es la que presenta el índice de vacíos versus el logaritmo del esfuerzo vertical aplicado. La curva de compresión ( $e - \sigma'_v$ ) es muy sensible a la perturbación de la muestra, entre otros factores. En este caso, el muestreo del material y los procedimientos de preparación de la muestra son fundamentales para la obtención de la curva de compresión (Figura 2-12).

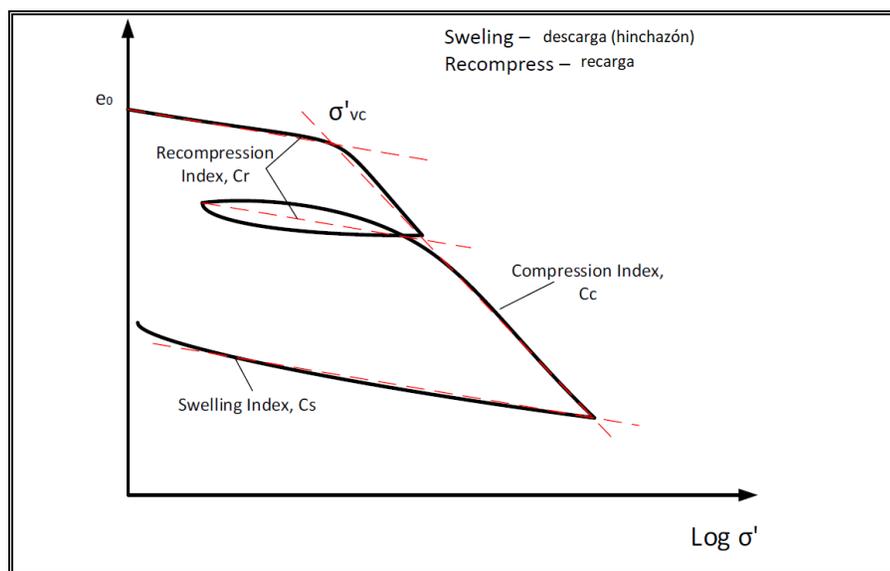


Figura 2-12: Curva de compresibilidad. (Fedorenko, 2017)

La compresibilidad puede ser caracterizada por el índice de compresión  $C_c = \Delta e / \Delta \log(\sigma v)$ , y el coeficiente de compresión secundario  $C_\alpha = \Delta e / \Delta \log(t)$  es decir la variación del índice de vacíos con el tiempo, pero a carga constante. (Osses, et al., 2019)

Los ensayos de consolidación en muestras alteradas podrían proporcionar curvas de compresión unidimensionales muy diferentes de la respuesta en campo, lo que

conduciría a estimaciones de asentamiento inexactas a la realidad, por lo que en general se emplean muestras inalteradas. En el caso de los ensayos de material de lastre a los que se tuvo acceso, las muestras son reconstruidas.

La tensión de pre-consolidación representa el límite en el que comienzan a producirse cambios estructurales significativos, incluida la ruptura de los enlaces entre partículas y el desplazamiento relativo entre ellas.

Los ensayos edométricos requieren mucho tiempo y la realización de trayectorias de carga y descarga puede llevar semanas. En la práctica, cuando la curva de compresión unidimensional (1D) muestra signos de perturbación, es recomendable repetir el muestreo y conseguir un nuevo set de investigaciones *in situ*.

Los parámetros que definen el comportamiento sin *creep* son usualmente:

$C_s$ : coeficiente o índice de recompresión de comportamiento no lineal pero reversible de la deformación del suelo.

$C_c$ : coeficiente de compresión (respuesta del suelo mediante grandes deformaciones irreversibles), las cuales se recuperan sólo parcialmente en la recarga.

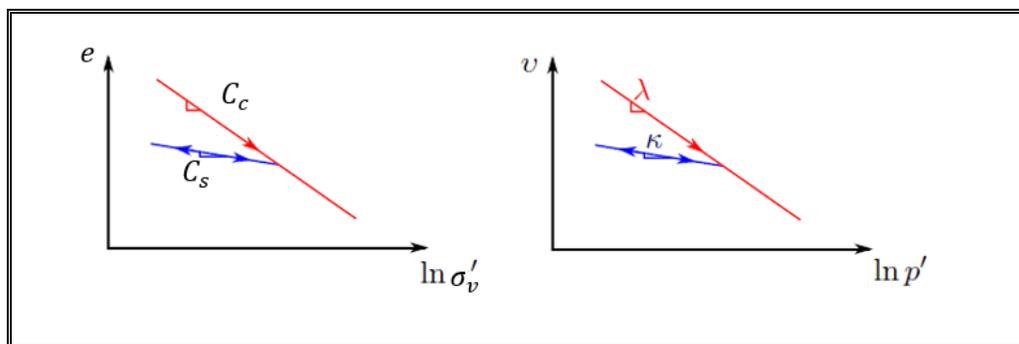


Figura 2-13: Relación logarítmica de índice de vacíos y volumen. Adaptado de

(Sáez, 2018)

Relación con parámetros Cam-Clay:

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1 + e} \quad (2.32)$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1 + e} \quad (2.33)$$

En el modelo SSC, la relación con parámetros normalizados  $C_s$  y  $C_c$  según la formulación de las ecuaciones 2.30 2.31 y 2.32, se puede apreciar gráficamente en la Figura 2-14. En esta figura, el parámetro  $p_p$  se refiere a la tensión de pre-consolidación o de máxima carga histórica.

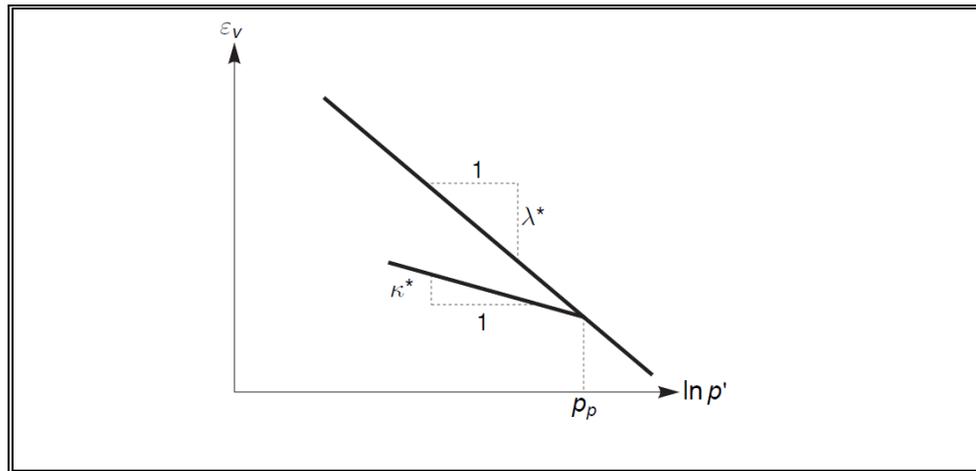


Figura 2-14: Relación logarítmica entre deformaciones volumétricas y el esfuerzo principal. (PLAXIS, 2019)

Los rangos de variación de dichos parámetros de acuerdo con (PLAXIS, 2019), se indican en las siguientes expresiones:

$$\frac{\lambda^*}{\kappa^*} = 2.5 - 7 \quad (2.34)$$

$$\frac{\lambda^*}{\mu^*} = 10 - 25 \quad (2.35)$$

$$\frac{\lambda^* - \kappa^*}{\mu^*} = 5 - 25 \quad (2.36)$$

#### RATIO DE CONSOLIDACIÓN

Respecto al índice de *creep*  $\mu^*$  se lo determina en base a coeficiente de consolidación secundaria  $C_\alpha$  que ocurre después de la disipación del exceso de presión de poros de la consolidación primaria.

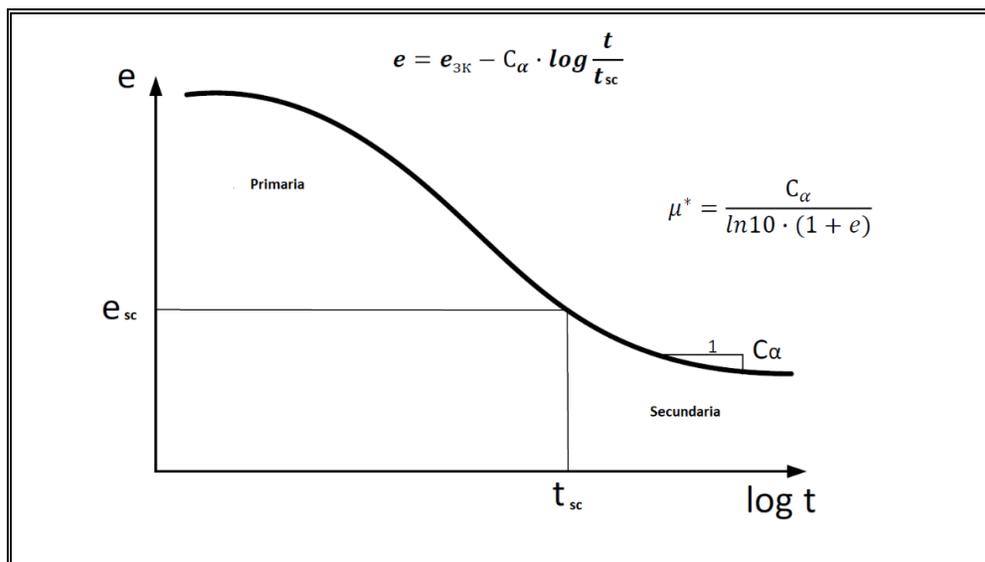


Figura 2-15: Coeficiente de Consolidación Secundaria. (Fedorenko, 2017)

De esta forma, se relacionan los parámetros de consolidación primaria y secundaria respectivamente para determinar los parámetros del modelo constitutivo SSC.

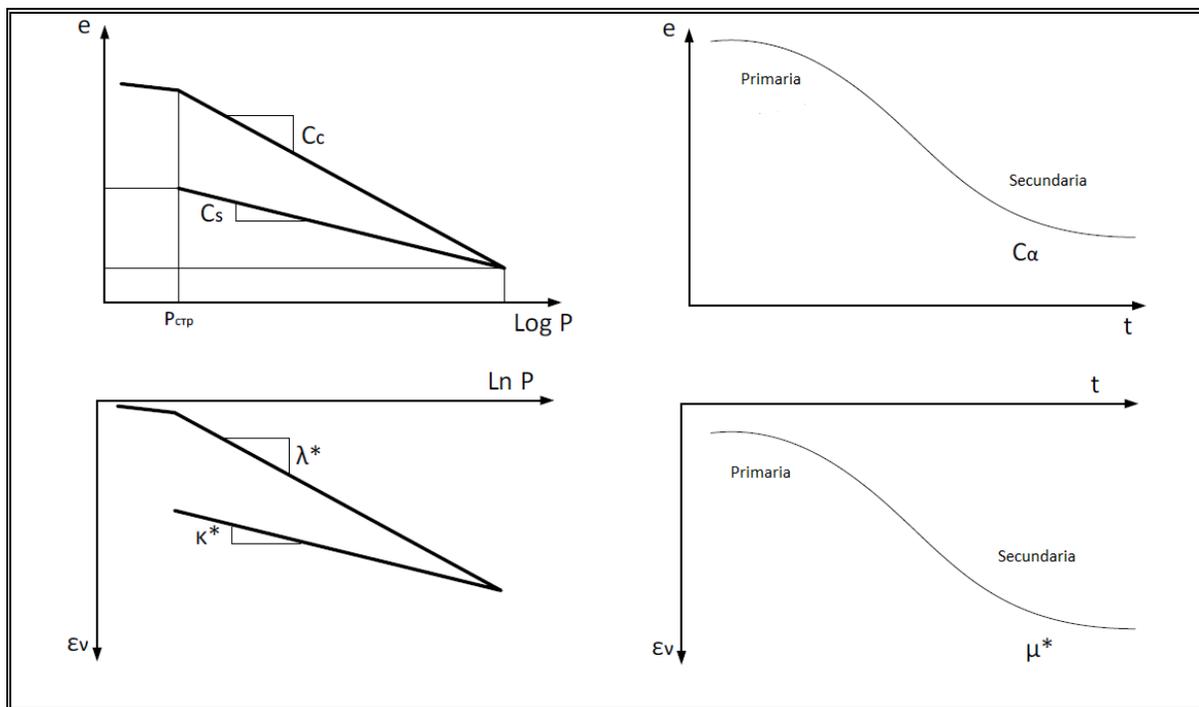


Figura 2-15: Relación entre coeficientes de consolidación (Fedorenko, 2017)

### III. ANTECEDENTES EXPERIMENTALES

Los lastres se caracterizan por ser un material grueso y en menor porcentaje contienen partículas con tamaños inferiores al tamiz #200. El tamaño máximo de partículas puede alcanzar dimensiones de alrededor de un metro, lo que representa una dificultad en la ejecución de ensayos y es el principal inconveniente para la obtención de datos de lastres principalmente debido a la complejidad que representa la disponibilidad de equipos para ejecución de ensayos a gran escala de acuerdo con lo requerido en las especificaciones ASTM D-4767.

Para resolver este inconveniente en la elaboración de muestras, se ha recurrido a un proceso de reducción del tamaño máximo de partículas en las granulometrías a ensayar, como es la técnica de granulometrías homotéticas. En efecto, el tamaño máximo de partícula posible de ensayar en el equipo de triaxial gigante es de 7" para que la muestra sea representativa.

En Chile las investigaciones principales desarrolladas sobre este tipo de materiales se han realizado en el Instituto de Investigaciones y de Ensayos de Materiales de la Universidad de Chile (IDIEM), entidad que dispone de un equipo triaxial gigante y que permite el estudio de materiales muy gruesos. Respecto a los estudios disponibles en lastres, están enfocados en el material proveniente de la zona de la División Andina de Codelco (DAC), ubicada en la cordillera de la región de Valparaíso a 38 y 50 km de las ciudades de Los Andes y Santiago respectivamente, ubicada entre los 3500 y 4200 msnm.

El equipo que se ha usado para estos estudios permite el ensayo de probetas cilíndricas remodeladas de 1.80 m de altura por 1 m de diámetro y la máxima presión efectiva de confinamiento posible de aplicar alcanza los 30 kg/cm<sup>2</sup>. Dado que no existen ensayos específicos sobre el material que se usó para el caso de estudio, se trabajará con los

antecedentes disponibles para materiales similares provenientes de otras operaciones mineras. A continuación, se describen las campañas experimentales que se usarán como referencia para calibrar los modelos de comportamiento usados en esta investigación.

### **III.1 ESTUDIO LASTRE DIVISIÓN ANDINA**

La investigación realizada sobre lastres provenientes de la División Andina de Codelco por (Bard, et al., 2007), (Bard, et al., 2012) Los ensayos realizados con el equipo triaxial gigante de IDIEM

#### **III.1.1 Enfoque de la Investigación**

Los materiales ensayados corresponden a 3 tipos de materiales: ROM (Run of Mine), Lastre Chancado o fragmentado, pero no procesado y Lastre Lixiviado, Bard 2007. El estudio realizado por Bard y sus colaboradores presenta una completa investigación sobre la respuesta de los tres tipos de materiales ante altas presiones, además focalizado en caracterizar el comportamiento mecánico del lastre y el efecto de la rotura de partículas sobre la compresibilidad y sobre los parámetros de resistencia al corte de estos materiales granulares.

Esta investigación proporciona parámetros para la caracterización del estrato U-1 del presente estudio. El estudio presenta un análisis de la evolución del peso específico seco de los materiales al ser sometidos a distintos tipos de ensayos a alta presión. La existencia efectiva de rotura de partículas de lastre queda de manifiesto en la Fig. 3-1, que presenta la variación de las curvas de granulometría luego de ensayos triaxiales drenados y edométricos.

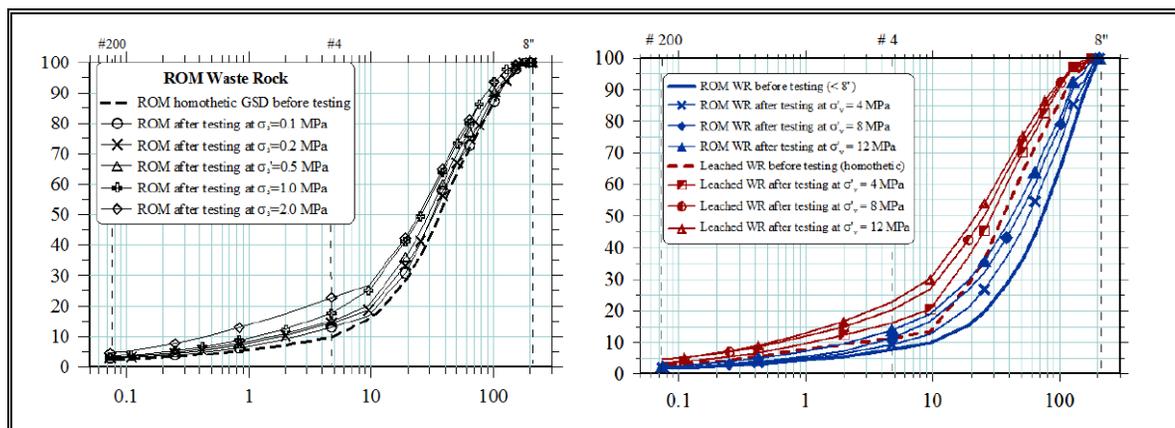


Figura 3-1: a) Granulometría Ensayo Triaxial Drenado (TXD) b) Granulometría Ensayo de consolidación edométrico (COD) (Bard, et al., 2007)

### III.1.2 Resultados en trayectorias CID

Los resultados obtenidos durante ensayos triaxiales drenados (CID) se presentan en la Figura 3-2. El comportamiento al corte estaría influenciado por la rotura de las partículas que componen el lastre de dicho estudio y se lo puede visualizar en la Figura 3-1 de curvas granulométricas posterior a la ejecución de los ensayos. Un efecto asociado al fenómeno sería de igual manera la disminución de los parámetros de resistencia para altas tensiones, al observar la evolución de la pendiente de la envolvente de falla de Mohr-Coulomb en la gráfica de  $p - q'$ . A mayor confinamiento se observa mayor rotura, inclusive llegando a cambios superiores al 15% para tamaño de malla #4.

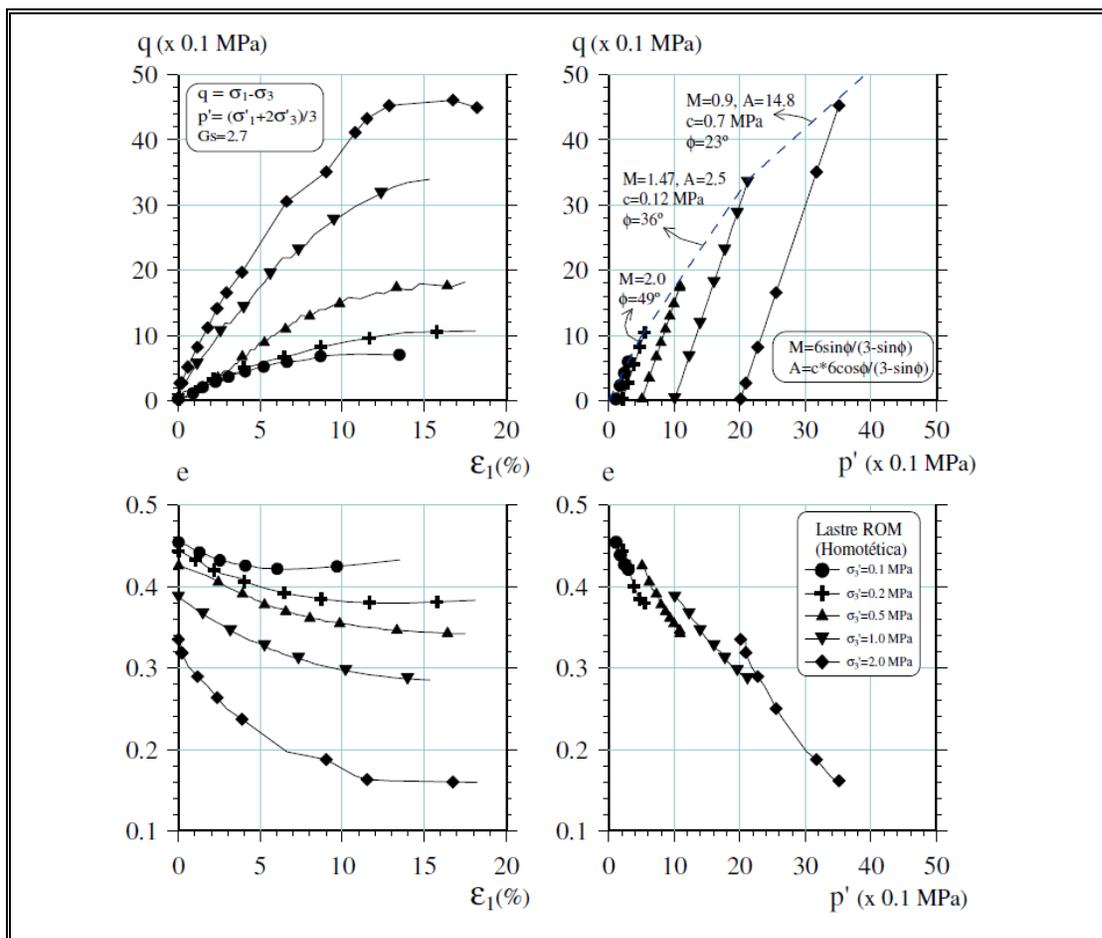


Figura 3-2: Ensayo triaxial CID. Material de lastre ROM (Bard et al., 2007).

El resultado del ensayo edométrico a distintos niveles de alta presión, se muestra en la Figura 3-3 y se puede observar que el módulo de compresión  $C_c$  presenta un incremento progresivo una vez superada la rama de recompresión. El incremento de  $C_c$  se produce después de  $\sigma_v = 0.8 \text{ MPa}$ , debido a que una vez superado el rango elástico existe la posibilidad de la existencia de rotura en las partículas y por lo tanto mayor compresibilidad.

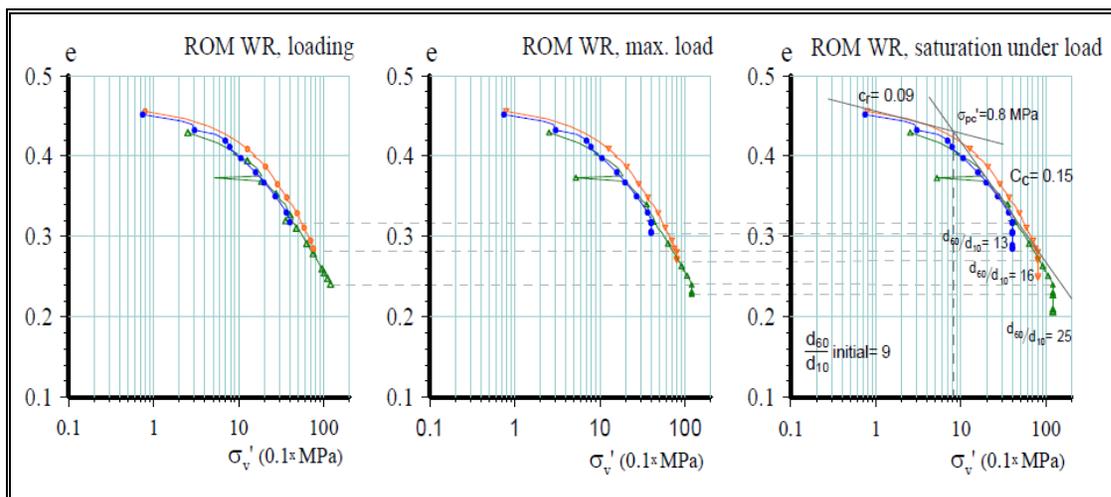


Figura 3-3: Resultado de ensayo edométrico a gran escala. (Bard et al., 2012).

El lastre muestra que inicialmente para esfuerzos verticales menores de 0.8 MPa presenta un comportamiento sobreconsolidado con una baja reducción del índice de vacíos mientras que, superado este punto de inflexión la curva de compresibilidad presenta un decrecimiento significativo de la relación de vacíos, lo cual se refleja en un incremento en la compresibilidad del esqueleto. Entre las conclusiones obtenidas del estudio realizado por Bard et. al (2012) se indica que:

*" La envolvente de resistencia última de los lastres se curva a medida que se incrementa el nivel de tensiones, poniendo en evidencia una reducción de la resistencia al corte inducida por el incremento de compresibilidad del esqueleto granular, asociada al fenómeno de rotura de partículas. "*

### III.2 Investigación de suelos granulares provenientes de tronaduras (Contreras, 2011)

La investigación realizada por Contreras (2011), está focalizada en tres tipos de materiales gruesos: Lastre Natural, Lastre Lixiviado y Lastre Chancado proveniente de tronaduras. Por la dificultad que representa la granulometría, se implementó un proceso de escalamiento a fin de obtener una granulometría representativa del material.

El material se escaló sobre la base de una curva granulométrica patrón, denominada Muestra Integral (ROM) y clasificada como un material bien graduado (GW). El tamaño máximo de partícula de la muestra integral es de 16", un contenido de finos de baja plasticidad inferior al 2%, pero sin descartar que la presencia de partículas de mayores dimensiones al tamaño máximo *in-situ*. Para muestreo, se descartaron las partículas de sobre tamaño por considerarse una fracción mínima y por lo tanto no conformar parte de la matriz resistente del material

El patrón de curva granulométrica para el re-moldeo de las tres muestras fue obtenido a partir de la muestra Integral, con la finalidad de mantener la distribución de tamaños de partículas y considerando el tamaño máximo que admiten los equipos de ensayo. Mediante metodologías de escalamiento de acuerdo con la granulometría definida se realiza la confección de muestras, definiendo 7" el tamaño máximo de partícula para este material, y de esta manera cumplir con las especificaciones (ASTM D-4767) al mantener una relación de 6 veces el tamaño máximo de partículas respecto a diámetro de probeta.

El objetivo del análisis es entender el comportamiento mecánico de materiales granulares gruesos frente a un aumento progresivo de las presiones de confinamiento, desde la perspectiva de la fricción pura que se desarrolla entre partículas.

### **III.2.1 Propiedades Básicas de Lastres**

Las propiedades básicas de los lastres usados en dicha investigación se resumen en la Figura 3-4 donde se muestra la curva granulométrica correspondiente al lastre natural que presenta características similares al material en estudio.

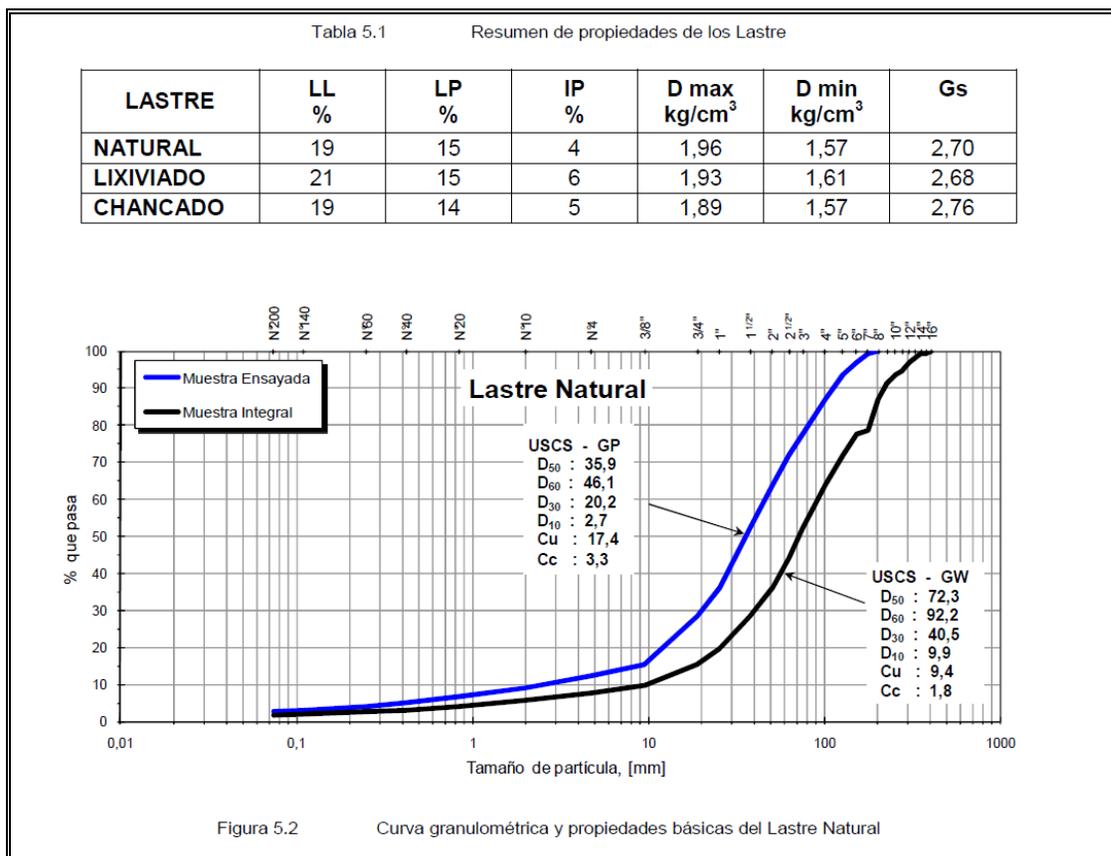


Figura 3-4: Curva granulométrica y propiedades básicas del Lastre Natural

(Contreras, 2011)

### III.2.2 Resultados

Las muestras fueron preparadas con una densidad de  $1.85 \text{ g/cm}^3$  a fin de mantener las propiedades *in-situ*. Los resultados de los ensayos triaxiales a probetas remoldeadas de gran tamaño, de tipo consolidado isotrópicamente drenado CID se muestra en la Figura 3-5. Esta figura presenta el comportamiento de los Lastres en términos del esfuerzo de corte, deformación axial, cambio volumétrico, variación del índice de vacíos, trayectoria de tensiones y ángulo de fricción movilizado, para cada una de las presiones de confinamiento definidas.

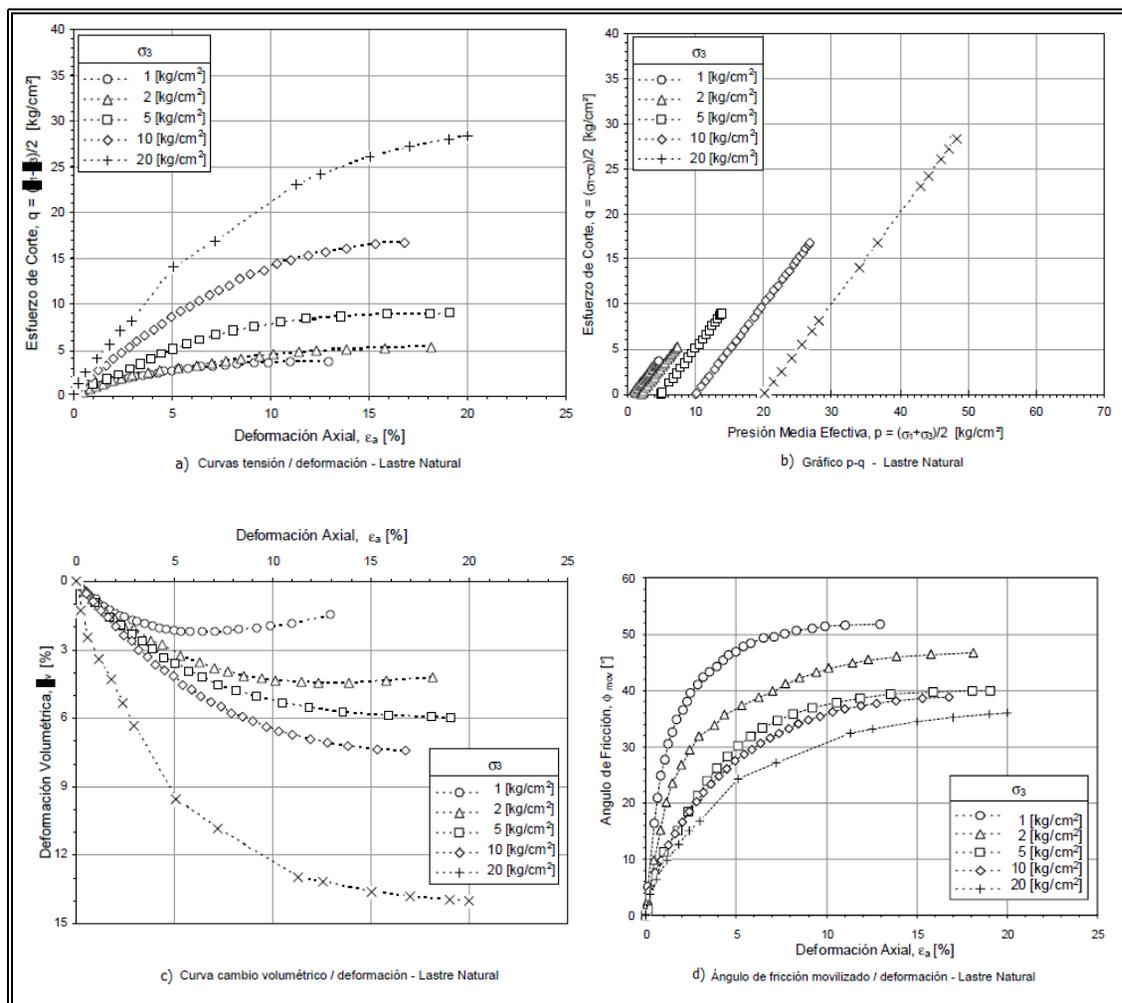


Figura 3-5: Resultado de ensayos CID (Contreras, 2011)

En la Figura 3-5 c, se observa un comportamiento contractivo que disminuye a partir de aproximadamente el 10% de deformación axial. En las dos primeras presiones se observa un cambio de pendiente asociado a las bajas presiones de confinamiento. El comportamiento definido para la muestra de Lastre Natural corresponde a un comportamiento tensión deformación característico de un material granular suelto, debido a que no identifica en ningún caso un esfuerzo *peak* a baja deformación, y se obtiene un esfuerzo máximo asintótico por sobre el 15% de deformación axial.

La reducción de los valores de ángulo de fricción estaría asociado al desgaste superficial de partículas más que a la presión de confinamiento aplicada lo que reduciría la trabazón entre partículas.

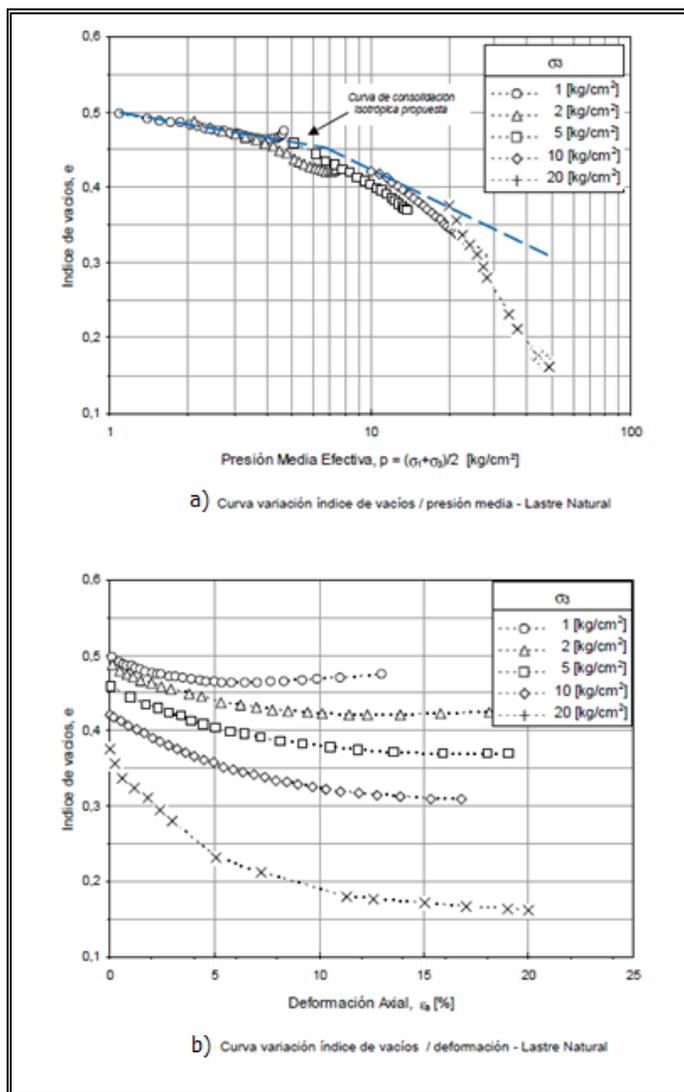


Figura 3-6: Curvas de relación deformación axial y tensión respecto al índice de vacíos (Contreras, 2011)

Existe una mayor variación del índice de vacíos de 0.38 a 0.16 para una presión de confinamiento de 20 kg/cm<sup>2</sup>, a partir de lo cual se puede verificar la influencia de la presión de confinamiento en el reacondo y rotura de partículas. Este comportamiento demarcado por una alta contractibilidad ayuda al determinar las curvas de consolidación isotrópica y de falla al llevarlo a una gráfica semilogarítmica. Se aprecia claramente el punto de inflexión de las curvas lo cual permite una relación bilineal entre estos parámetros, fenómeno atribuido a la nueva estructura interna o esqueleto formado por un cambio en la distribución de tamaños.

### **III.3 Caracterización Geotécnica de Lastre en Depósitos de Gran Altura con Ensayos Triaxial a Gran Escala (S. Linero)**

Existen otros estudios también realizados con material proveniente de la División Andina de Codelco DAC y efectuados con el equipamiento de IDIEM para la realización de ensayos a gran escala. Las muestras se prepararon con una distribución de tamaño de partícula a escala, “paralelo” a la distribución de tamaño de partícula de campo y también con una muestra de distribución de tamaño de partícula "truncada". Cada muestra conformada por ocho capas compactadas consecutivas en total. El material para cada capa se preparó homogeneizado y fue colocado de manera homogénea antes de la compactación. Cada capa se compactó manualmente usando una barra pesada. Todas las muestras se prepararon a la misma densidad en seco de  $18,5 \text{ kN/m}^3$  (relación de vacío inicial de 0,46).

#### **III.3.1 Características del material lastre**

El material de lastre proviene principalmente de rocas de pórfido y granodiorita, que pueden describirse como rocas fuertes a muy fuertes. El UCS del pórfido y la granodiorita fue del orden de 130 MPa y 120 MPa respectivamente. Los granos tienen forma angular y son fuertes. Se alcanzaron pequeñas pérdidas en la prueba de máquina de Los Ángeles (15,8%) y en la prueba de solidez con sulfato de sodio (0,6%). La gravedad específica se definió como 2.7 y 2.8 para el tamiz No. 4 sobre y debajo (estándar de EE. UU. = 4.75 mm) respectivamente.

La muestra de campo parece estar bien graduada, con un tamaño máximo "típico" (D100) de 406 mm, tamaño medio (D50) de 76 mm y solo el 8% corresponde a arena y material fino. Las densidades secas *in situ*, con valores en el rango de 18 a 19 kN/m<sup>3</sup>. El contenido de humedad natural varió de 5.7 a 7.3%. (Linero, et al., 2007)

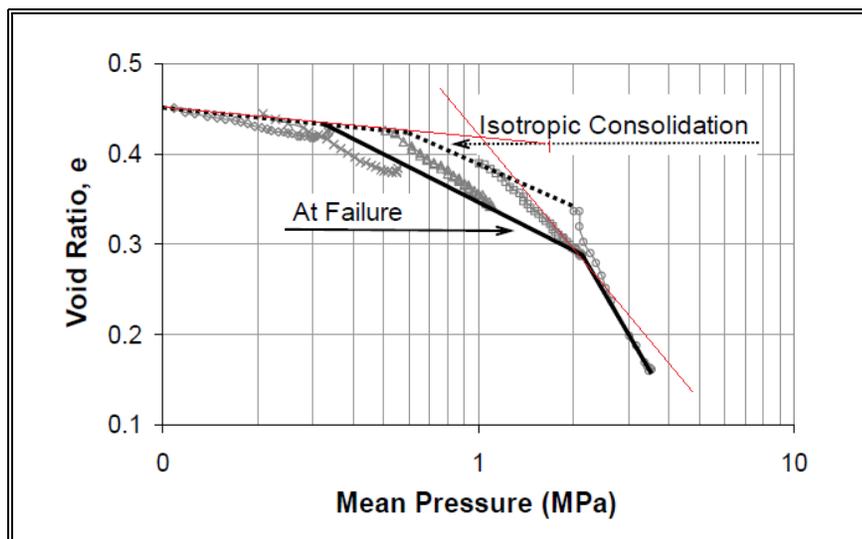


Figura 3-7: Relación tensión principal vs índice de vacíos S. Adaptado de  
(Lineró, et al., 2007)

### III.4 Caracterización Geotécnica de Materiales de Lastre (C. Palma)

También se tuvo acceso a un estudio realizado para la caracterización del material de lastre de la División Andina de Codelco, que fue efectuado con la finalidad de ejecución de diseños geotécnicos de los depósitos. El trabajo fue realizado con probetas de grandes dimensiones buscando simular las condiciones *in-situ*.

#### III.4.1 Características del material

El material para el estudio es proveniente directamente del frente de explotación para evitar la pérdida de la fracción fina debido a re-manejo. Se trabaja con dos muestras integrales de 50 toneladas cada una conlleva al estudio de 2 materiales del tipo granodiorita (muestra 1) y pórfidos (muestra 2). Para la conformación de las probetas se utiliza la técnica de granulometría homotética respecto a la granulometría de la muestra integral, con un tamaño máximo de partículas de 6 pulgadas para garantizar una relación de 6 respecto al diámetro de la probeta que es lo estipulado por normativa. Respecto a la evaluación de la resistencia la corte se utilizó el equipo triaxial gigante del IDIEM.

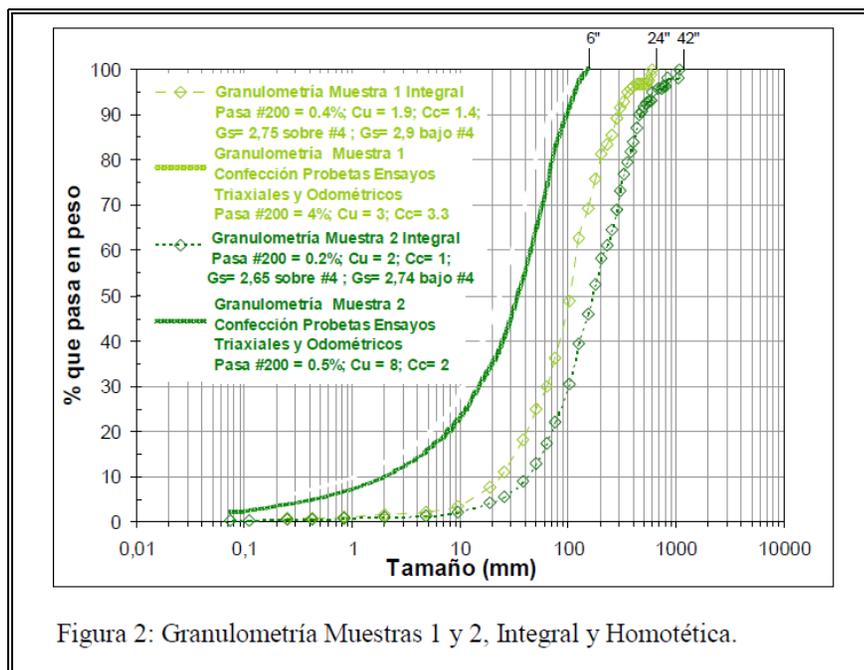


Figura 2: Granulometría Muestras 1 y 2, Integral y Homotética.

Figura 3-8: Curva granulométrica del ensayo. (Palma, et al., 2009)

Para este estudio se realizaron dos muestras:

a) Muestra 1

Para la muestra 1 se desarrollan 4 ensayos triaxiales CID con probetas de 2 m de altura y 1 m de diámetro, preparadas con una densidad de  $19 \text{ kN/m}^3$  y saturadas completamente antes del inicio del ensayo, consolidadas isotrópicamente y ensayadas con carga controlada a presiones de confinamiento de 0.8 MPa, 1.5 MPa, 2.0 MPa y 2.5 MPa.

b) Muestra 2

Las probetas fueron construidas a una densidad seca de  $18,5 \text{ kN/m}^3$ , y fueron consolidadas isotrópicamente y ensayadas con carga controlada a presiones de confinamiento de 1,0 MPa, 1,5 MPa, 2,0 MPa y 2,5 MPa.

Adicional a los ensayos triaxiales se realizó un ensayo edométrico, de igual manera en probetas de gran tamaño, con dimensiones de 1 m de diámetro y 0.5 m de altura y las

mismas densidades anteriores. En el ensayo de compresión unidimensional de las 2 muestras, la carga vertical máxima teórica del ensayo corresponde a 12 MPa.

### III.4.2 Resultados

Los resultados de los ensayos Triaxiales se muestran en siguientes tablas según (Palma, et al., 2009):

Tabla III-1: Resultados de los ensayos Triaxiales Muestra 1

Muestra	En la Falla						
	$e_i$	$\sigma_3$ MPa	$\sigma_1/\sigma_3$ máx. MPa	$\phi_o$ °	$\epsilon_a$ %	$\epsilon_v$ %	Bg %
1	0,39	0,8	4,14	37	14,7	-9,178	13
	0,36	1,5	4,79	40	14,8	-8,581	14
	0,33	2,0	4,49	40	15,3	-9,274	18
	0,33	2,5	4,75	40	14,9	-8,914	19

Tabla III-2: Resultados de los ensayos Triaxiales Muestra 2

Muestra	En la Falla						
	$e_i$	$\sigma_3$ MPa	$\sigma_1/\sigma_3$ máx. MPa	$\phi_o$ °	$\epsilon_a$ %	$\epsilon_v$ %	Bg %
2	0,37	1,0	6,37	46	15,6	-7,952	19
	0,35	1,5	5,55	43	14,9	-7,896	21
	0,33	2,0	5,68	44	15,2	-8,429	25
	0,32	2,5	5,38	42	14,5	-8,993	27

Los resultados de los ensayos edométricos se muestran en la Tabla III-3 para los dos materiales.

Tabla III-3: Resultados (Palma, et al., 2009) de los ensayos Edométrico de las 2 muestras.

Muestra	$e_i$	$\sigma_v$ [MPa]	$\varepsilon_a$ %	Cc1	$\sigma_{vp}$ [MPa]	Cc2	$\lambda$	$\Delta\varepsilon_{a\ sat}$ %	k [cm/s]
1	0,46	12,5	15,3	0,04	1,0	0,14	0,002	0,7	5E-02
2	0,43	12,1	15	0,03	1,0	0,15	0,0014	1,0	1E-02

Notas:

1)  $e_i$ =Índice de huecos previo a ensayo (confección); 2)  $\sigma_v$ =presión vertical aplicada; 3)  $\varepsilon_a$ = Deformación Axial asociada a la carga máxima; 4) Cc1 = Pendiente inicial de la recta e -  $\log\sigma_v$ , antes del punto  $\sigma_{vp}$ ; 5)  $\sigma_{vp}$ = Presión a la cual se produce el quiebre de pendientes en la etapa de carga en la recta e- $\log\sigma_v$ ; 6) Cc2 =Pendiente de la recta e -  $\log\sigma_v$ , después del punto  $\sigma_{vp}$ ; 7)  $\lambda$ = coeficiente de creep = Pendiente de la recta e -  $\log T$ , durante la etapa de *creep* (Tiempo en minutos); 8)  $\Delta\varepsilon_{asat}$ =Variación de la deformación unitaria producto de la saturación de la muestra, bajo carga máxima; 9) k = Coeficiente de permeabilidad medido en equipo edométrico.

El resultado de los ensayos edométricos, se resume en la curva de compresibilidad obtenida a partir de los ensayos realizados a las dos muestras. Los coeficientes de compresión y de recompresión se obtienen de la curva de compresibilidad se muestra en la Figura 3-9, coeficientes que a su vez permiten obtener los índices característicos de un modelo constitutivo con *creep*, como el usado en para el estrato U-1 en la presente investigación. (Palma, et al., 2009)

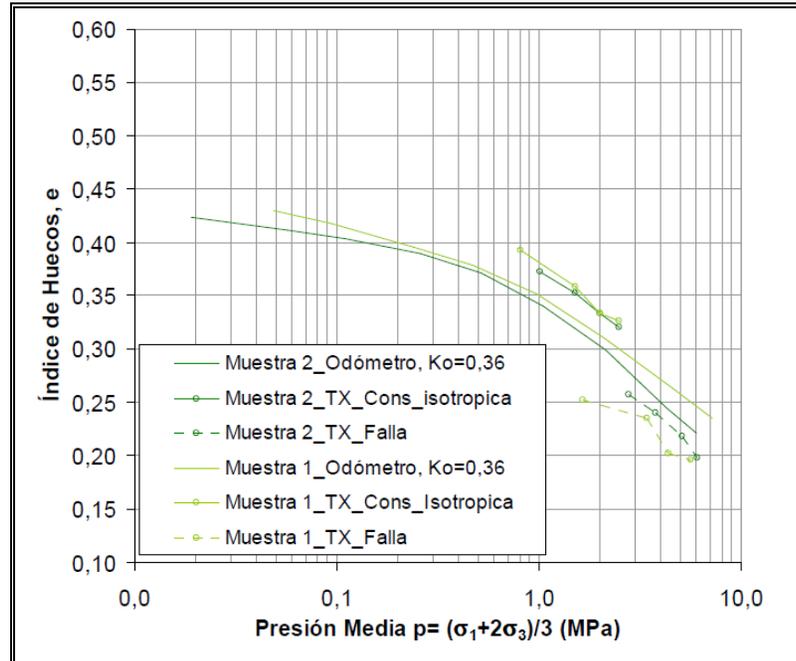


Figura 3-9: Índice de vacíos vs. Presión Media. Ensayos Triaxiales CID y de Compresión Unidimensional  $K_0=0,36$  (Palma, et al., 2009)

#### IV. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS Y MODELO NUMÉRICO

La herramienta que se ha identificado como una alternativa viable en el análisis del comportamiento de este tipo de estructuras, es el modelamiento numérico con softwares basados en el método de elementos finitos.

Los muros mecánicamente estabilizados no son sencillos de caracterizar debido a la complejidad de las interacciones entre sus elementos, al proceso constructivo y al comportamiento no-lineal de los elementos estructurales y el suelo. Para el análisis de este tipo de estructuras de ingeniería geotécnica existen diversas estrategias computacionales, en este estudio se implementa el modelo en el *software* PLAXIS2D® basado en un análisis bidimensional de elementos finitos.

El *software* es capaz de realizar un análisis de la estructura y su interacción con el suelo, además de permitir representar la secuencia constructiva representada en etapas o fases. El proyecto representado en el modelo consta de 18 etapas en la que se simula el proceso constructivo de la estructura correspondiente a la plataforma de máquinas y al silo de distribución de la mina Chuquicamata de Codelco.

La geometría del modelo se desarrolla en base del área de estudio del proyecto lo que permite establecer el dominio del modelo, de acuerdo a las dimensiones obtenidas de planos de la estructura y datos provistos en la información geotécnica del proyecto.

El modelo propuesto se muestra en la Figura 4-2 y para alcanzar ese resultado se requiere definir los parámetros de cada elemento que lo componen, así como los modelos constitutivos de cada material y varias definiciones que se describen en este capítulo.

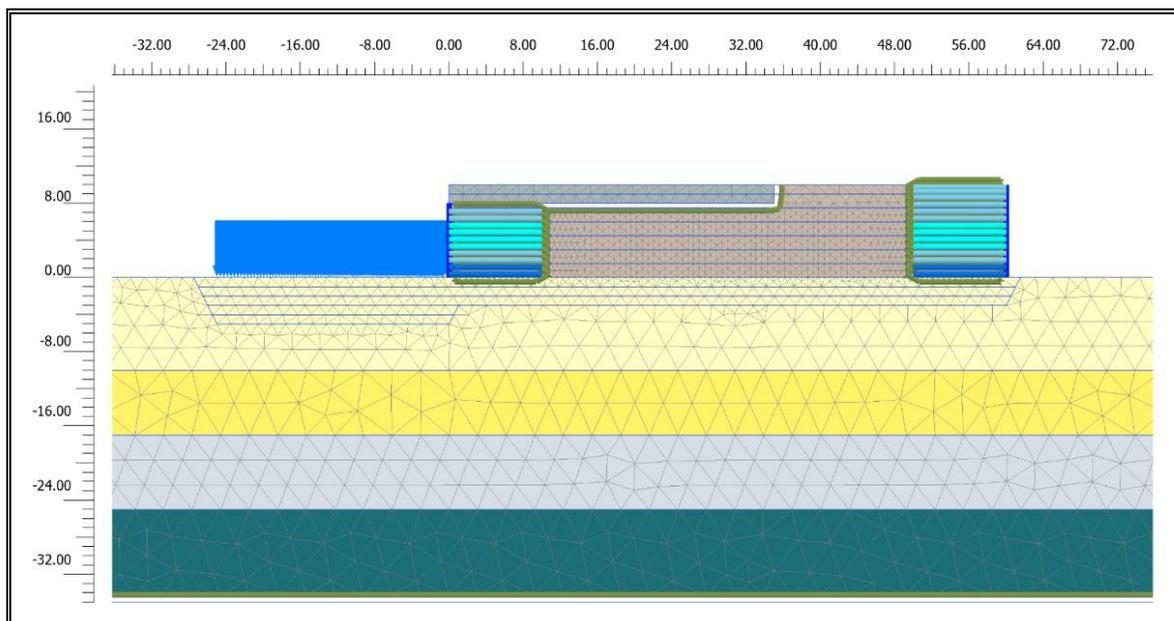


Figura 4-1: Modelo en PLAXIS

El modelo desarrollado en Plaxis2D®, está conformado por elementos *plane strain* de 6 nodos para los suelos, generados mediante un mallado medio. Posteriormente se requiere definir los componentes de la estructura, elementos tipo *plate* para los paneles del muro TEM, mientras que los refuerzos fueron modelados mediante *geogrids*, además se definen interfaces para suelo-panel, suelo-refuerzo y suelo-losa de fundación, requeridas debido a la diferencia de rigideces que existe entre cada elemento.

Finalmente se define las etapas que conformarán la simulación del proceso constructivo, en las que se activan o desactivan los componentes del modelo según corresponda la fase constructiva, además se establece el tipo de análisis y la duración de cada fase.

En este capítulo se realiza una descripción de las consideraciones para el desarrollo del modelo matemático, así como de su procedimiento.

## IV.1 Estratos

En base a los datos de los estudios geotécnicos citados en el Capítulo I, se determina las propiedades geomecánicas de los estratos. Es importante mencionar que se consideró un 5% del módulo a pequeñas deformaciones proveniente de geofísica para estimar los módulos de rigidez.

### IV.1.1 Modelos Constitutivos y Parámetros Geotécnicos de los Estratos

Tabla IV-1: Resumen de los parámetros geotécnicos.

Parámetro Geotécnico	1 Roca meteorizada	2 Grava arenosa	3 Lastre	4 Relleno
Densidad $\gamma_{MAX}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	26.00	20.60	19.60	21.09
Ángulo de Fricción $\phi$ [°]	35	40	39	40
Cohesión $c$ [kPa]	0	0	10	10
Módulo de Elasticidad $E$ [MPa]	400.81	197.24	65.65	44.72
Módulo de Poisson $\nu$ [ ]	0.25	0.30	0.30	0.30
Ángulo de Dilatancia $\psi$ [°]	0	0	0	0
Modelo Constitutivo	Linear elástico	Mohr - Coulomb	SSC	Hardening Soil

El modelo constitutivo *Hardening Soil Model* se implementará en el suelo de refuerzo del Muro TEM y en suelo de mejoramiento de la estructura, se definen los parámetros que caracterizan el estrato y se resumen en la Tabla IV-3.

Tabla IV-2: Características suelo de relleno

Suelo de refuerzo			
Propiedad	Simbología	Valor	Unidad
Módulo secante	$E_{50}^{ref}$	894.40	MPa
Módulo edométrico	$E_{oed}$	894.40	MPa
Módulo de descarga	$E_{ur}$	2683.2	MPa
Módulo de Corte	G	344.00	MPa
Ángulo de fricción	$\varphi$	40	°
Dilatancia	$\psi$	0	°
Cohesión	$c$	10	Kpa
Coefficiente de Poisson	$\nu$	0.2	-
Valor de exponente m	$m$	0.5	-
Razón de falla	$Rf$	0.75	-
Presión de referencia	$\sigma'_{ref}$	100	KPa
Modelo constitutivo	-	Hardening Soil Model	-
Tipo de elemento	-	Plane Strain	-

Estos parámetros definen el suelo de relleno que es utilizado en el mejoramiento y además conforma el suelo de refuerzo del Muro TEM.

#### IV.1.2 Calibración de Parámetros del lastre Chuquicamata

Los datos de las investigaciones experimentales citadas en el Capítulo III, referente a la caracterización de lastres provenientes principalmente de la División Andina de Codelco (DAC), se toman como punto de partida para la definición del estrato U-1, correspondiente a lastre del proyecto Chuquicamata.

El comportamiento característico que ha presentado el lastre depositado por volteo una vez que la estructura conforma la plataforma de máquinas, ha presentado asentamientos en el tiempo, por lo que se requiere incorporar un modelo constitutivo que pueda representar este comportamiento. Con este objetivo, se definen los siguientes parámetros requeridos para el modelo constitutivo *Soft Soil Creep* como se ilustra en la Figura 4-1.

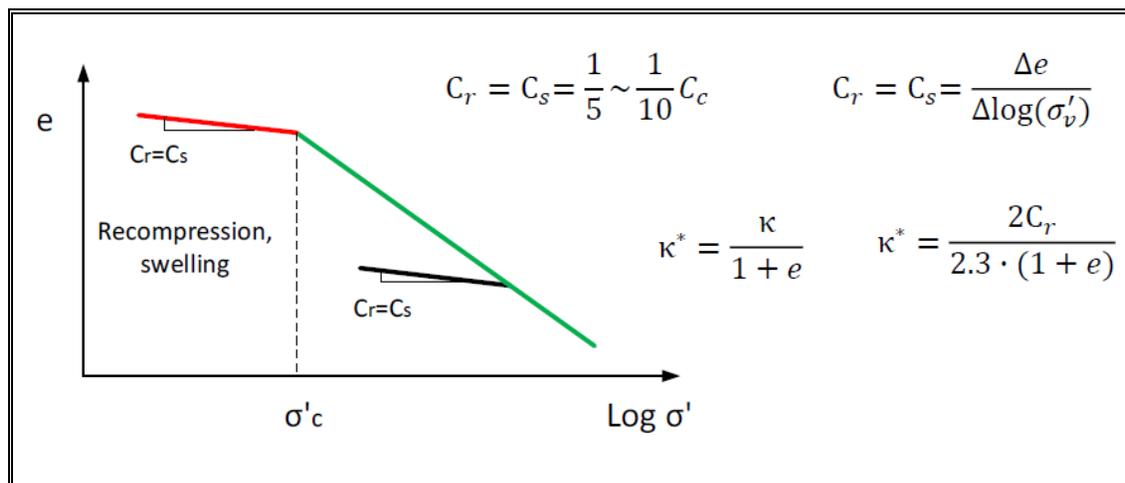


Figura 4-2: Curva de compresibilidad logarítmica. (Fedorenko, 2017)

En base a los estudios realizados del material proveniente de DAC, los parámetros utilizados para definir los coeficientes de compresión como  $C_c = 0.15$  mientras que el coeficiente de re-compresión  $C_r = 0.03$  y el índice de fluencia  $\mu^* = 0.0014$

Tabla IV-3: Parámetros para modelo Soft Soil Creep

Modified Compression Index	Modified Swelling Index	Modified Creep Index
$\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1+e)}$	$\kappa^* \approx \frac{2}{2.3} \frac{C_s}{(1+e)}$	$\mu^* \approx \frac{C_\alpha}{2.3(1+e)}$
$\lambda^* = \frac{0.15}{2.3(1+0.46)}$	$\kappa^* \approx \frac{2}{2.3} \frac{0.03}{(1+0.46)}$	$\mu^* = 0.0014$
$\lambda^* = 0.044$	$\kappa^* = 0.017$	

Los parámetros determinados en la Tabla IV-2 serán referencia para el proceso de calibración con las curvas experimentales de los estudios realizados en lastres de Chile.

Mediante la herramienta *Soil Test* de Plaxis2D® que permite calibrar modelos de comportamiento, se procede a realizar el proceso de optimización de parámetros del lastre a través de los ensayos experimentales citados en el Capítulo III.

Los estudios experimentales sobre el material de la División Andina de Codelco proporcionan las curvas experimentales que permiten la simulación de ensayos triaxiales CID y edométricos, a través del módulo *Soil Test*. Este proceso combinado con las propiedades geotécnicas del estrato U-1 permitirá definir los parámetros que mejor reproduzcan el comportamiento del lastre.

Las curvas experimentales utilizadas para la calibración son las mostradas en las Figuras 3-2 (b), 3-5 (a) y 3-5 (c) para una presión de confinamiento de 100 [KPa] y 200 [KPa] y corresponden a:

- deformación axial  $\varepsilon_a$  vs desviador  $q$
- deformación axial  $\varepsilon_a$  vs deformación volumétrica  $\varepsilon_v$
- presión de confinamiento  $p'$  vs desviador  $q$

Es importante citar que través de este proceso se pudo definir un parámetro importante que influenciaba el comportamiento del lastre y que previamente no fue considerado, corresponde el ángulo de dilatancia que presenta el lastre proveniente de la mina Chuquicamata.

Por lo cual se realiza una primera estimación basada en la siguiente fórmula empírica:

$$\psi = \phi - 30^\circ \text{ (Abdelmonem, 2014)}$$

Entonces el ángulo de dilatancia estimado para el proceso de optimización es  $\psi = 5^\circ$  y considerando los parámetros de las Tablas IV-1 y IV-2 la herramienta *Soil Test* se simula las curvas de comportamiento. Mediante este parámetro la curva  $\varepsilon_a - \varepsilon_v$  resultante de la simulación del ensayo triaxial CID (Figura 4-3) presenta un buen ajuste con los resultados de los estudios experimentales (Figura 3-5c)

Posteriormente, se incluyen en las herramientas las curvas experimentales citadas y se procede con la simulación del ensayo. Los parámetros identificados a ser optimizados son los siguientes: *Compression Index*  $\lambda^*$ , *Swelling Index*  $\kappa^*$ , *Creep Index*  $\mu^*$ , cohesión  $c$ , ángulo de fricción  $\phi$  y ángulo de dilatancia  $\psi$ .

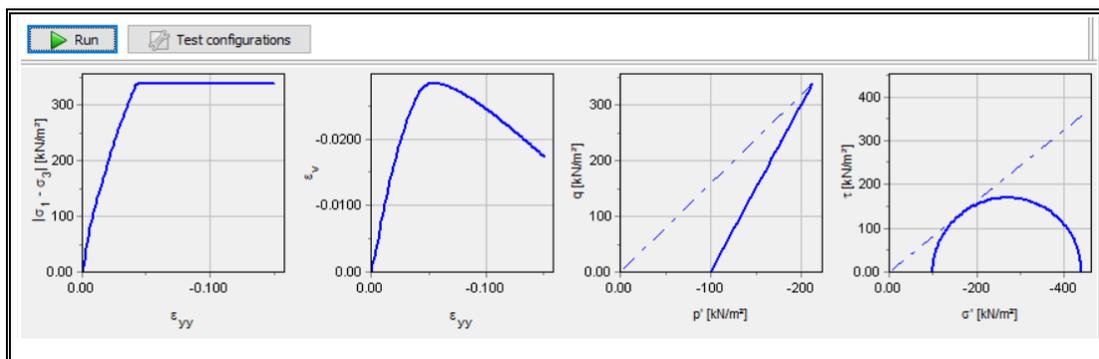


Figura 4-3: Simulación de ensayo Triaxial CID en módulo *Soil Test*.

Los parámetros del modelo constitutivo *Sof Soil Creep* definidos para la optimización del lastre de la mina Chuquicamata en base a los ensayos experimentales sobre el lastre de la División Andina de Codelco se muestran en la Figura 4-4 del módulo *Soil Test*.

Parameter optimisation

Select parameters | Select curves | Settings | Resulting parameters \*

- Select parameters to be optimised  
- Set minimum and maximum values for selected parameters

Name	Min value	Value	Max value	Units
<input checked="" type="checkbox"/> $\lambda^*$ (lambda)	0.03000	0.03000	0.04400	
<input checked="" type="checkbox"/> $\mu^*$	1.000E-3	1.000E-3	4.000E-3	
<input checked="" type="checkbox"/> $\kappa^*$ (kapp)	0.01500	0.01500	0.01700	
<input type="checkbox"/> $v'_{ur}$		0.1500		
<input type="checkbox"/> $K_0^{nc}$		0.3707		
<input type="checkbox"/> M		1.868		
<input checked="" type="checkbox"/> $c'_{ref}$	0.000	0.000	5.000	kN/m <sup>2</sup>
<input checked="" type="checkbox"/> $\phi'$ (phi)	35.00	39.00	39.00	°
<input checked="" type="checkbox"/> $\psi$ (psi)	-7.000	6.000	7.000	°
<input type="checkbox"/> $\gamma_{unsat}$		19.82		kN/m <sup>3</sup>
<input type="checkbox"/> $\gamma_{sat}$		19.82		kN/m <sup>3</sup>

Figura 4-4: Resultado de la calibración de parámetros modelo SSC de lastre.

Las curvas resultantes del proceso de calibración mediante la optimización de parámetros del modelo SSC muestran un buen ajuste con las curvas experimentales como se presenta en las Figuras 4-5 y 4-6



Figura 4-5: Resultado de ensayo Triaxial CID, curva  $\epsilon_1$ - $q$ .

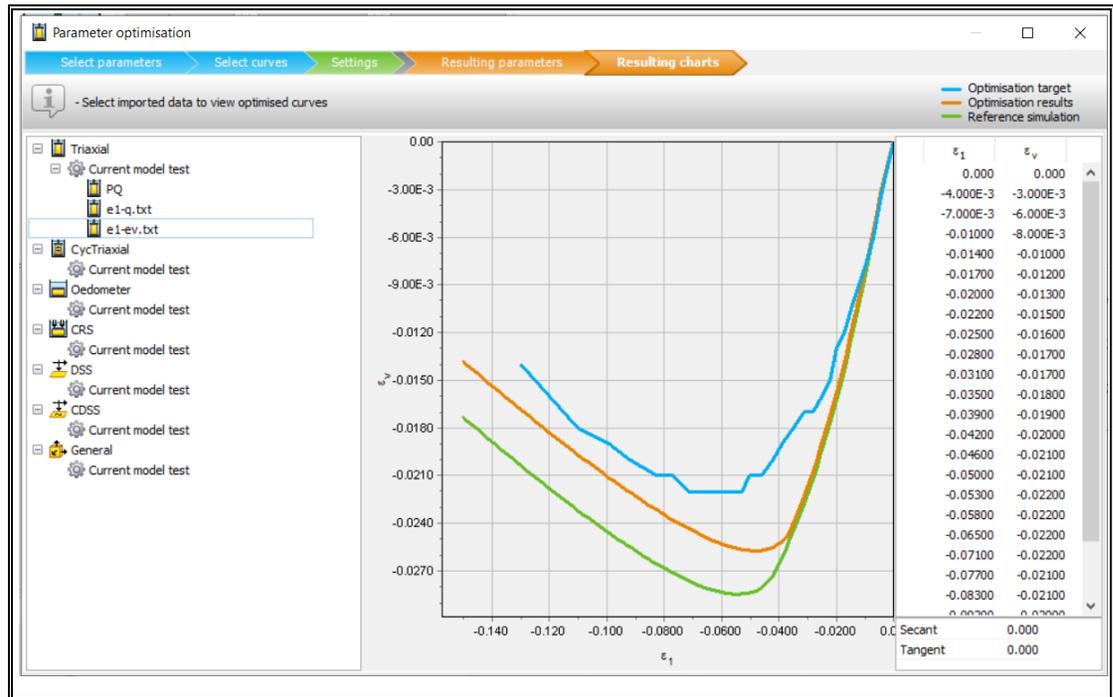


Figura 4-6: Resultado de ensayo Triaxial CID, curva  $\varepsilon_1$ -  $\varepsilon_v$ .

Respecto a la simulación del ensayo edométrico, de acuerdo al estudio realizado por Bard et al. 2012 se especifica la tensión vertical máxima corresponde a  $\sigma_v' = 4, 8$  y  $12$  MPa, además de la tensión de preconsolidación  $\sigma_{pc}' = 0.8$  MPa de acuerdo con la Figura 3-3. A partir de esta información y los parámetros del estrato, se obtiene como resultado la Figura 4-7 de *Soil Test*.

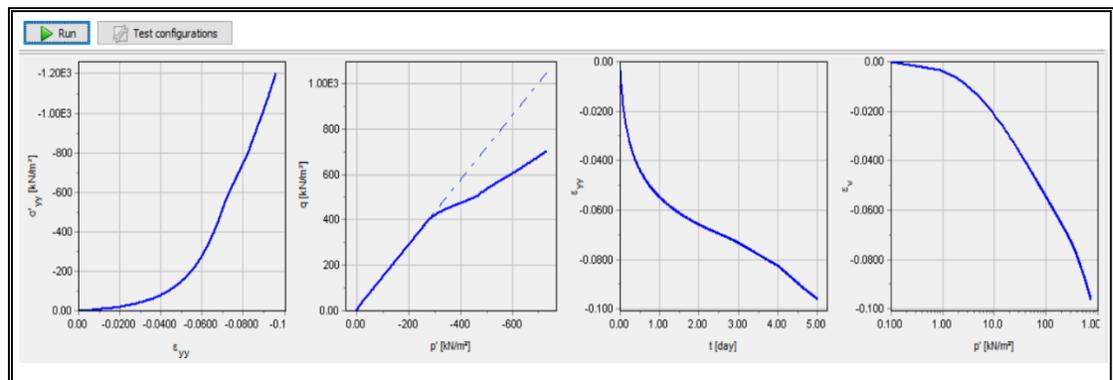


Figura 4-7: Ensayo edométrico en *Soil Test*.

## IV.2 Elementos estructurales

### IV.2.1 Paneles de hormigón

Los paneles cruciformes corresponden a elementos prefabricados de hormigón armado H30, de 1.50 m de alto, 1.50 m de largo.

Todas las juntas horizontales entre placas contienen dos apoyos de goma estándar (EPDM) DE 20 mm de espesor.

Los paneles de hormigón se modelan mediante elementos tipo *plate*, caracterizados por poseer dos grados de libertad de traslación ( $u_x$ ,  $u_y$ ) y un grado de libertad de rotación en el plano x-y (PLAXIS, 2019). Las propiedades de este elemento estructural son rigidez flexural y rigidez axial, el modelo de comportamiento es de tipo elástico, propiedades que se definieron en base al tipo de hormigón de los paneles prefabricados. En la Tabla IV-4 se resume las propiedades definidas para los paneles cruciformes del muro TEM.

Tabla IV-4: Propiedades para elementos tipo *plate*.

Parámetro	Valor	Unidad
Rigidez Axial EA	52	MN/m
Rigidez Flexural EI	17333.33	kN.m <sup>2</sup> /m
Módulo de Poisson	0.3	-
Modelo	Elástico	

### IV.2.2 Refuerzos inextensibles

Las armaduras empleadas son de acero galvanizado Tipo 1 HA50x4 ASTM A572 de Grado 65, protección galvanizada ancho 50 mm y espesor 4 mm, con un espesor mínimo de galvanización igual a 100  $\mu$ m y un espesor de sacrificio de 1.025 mm. El espesor de sacrificio es estimado según velocidades de corrosión determinado al definir el periodo de vida útil de la estructura por el código AASHTO y servirá para calcular la sección resistente de los refuerzos.

El nivel N+0.00, se considera en la base del muro TEM, además de la profundidad embebida de 0.50 m de acuerdo con las especificaciones FWHA.

Tabla IV-5: Propiedades de los Refuerzos.

<b>Parámetro</b>	<b>Símbolo</b>	<b>Refuerzo</b>	<b>Unidad</b>
Módulo de elasticidad	E	210	GPa
Fluencia del acero	Fy	450	MPa
Resistencia del acero	Fu	550	MPa
Ancho	b	50.00	mm
Espesor	t	4.00	mm
Espesor de sacrificio	e	1.008	mm
Área neta	As	2.00E-04	m <sup>2</sup>
Área efectiva	Ared	1.47E-04	m <sup>2</sup>
Espaciamiento vertical	Sv	0.75	m

La modelación de los refuerzos se realizó mediante elementos tipo *Geogrid*, este tipo de elementos lineales posee dos grados de libertad que corresponden a traslación en cada nodo ( $u_x$ ,  $u_y$ ). (PLAXIS, 2019). Caracterizados por su elevada rigidez axial, debido a que resisten únicamente esfuerzos de tracción y no de flexión. El modelo de comportamiento definido para este elemento es elástico y la rigidez axial por refuerzo corresponde a 42000 KN/m.

El análisis que realiza el modelo en deformaciones planas considera un metro lineal de ancho del modelo en la dimensión fuera del plano, por lo cual se realiza un ajuste de la rigidez axial con el número de refuerzos en este espesor de análisis, donde surge la Tabla IV-6.

Tabla IV-6: Propiedades para elementos tipo *geogrid*.

<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidad</b>
8 refuerzos en 3 m	112000	kN/m
7 refuerzos en 3 m	98000	kN/m
6 refuerzos en 3 m	84000	kN/m

Para determinar la carga que soportan los refuerzos, en base a los parámetros de la Tabla IV-5 con una separación vertical constante de 0.75 m, se estimó la variación en el esfuerzo vertical  $\sigma_v$  para cada nivel de refuerzo, agregando un coeficiente de presión lateral de suelo en la zona de suelo reforzado  $K_r$ . El coeficiente de presión lateral según la metodología de FWHA y se determina aplicando un multiplicador al coeficiente de presión activo del suelo  $K_a$  en la cima del muro y decrece hasta adoptar un valor de coeficiente de empuje activo  $K_a$  a partir de 6 m hasta la base del muro (Anexo D). El coeficiente de empuje activo de suelo  $K_a$  calculado a partir del ángulo de fricción  $\phi$  del suelo de relleno, en este caso se calcula mediante la siguiente expresión (teoría de Rankine).

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.1)$$

La contribución del refuerzo debe ser considerada en un análisis de equilibrio límite en las fuerzas que resisten el movimiento de bloque rígido a través de la superficie de falla. En este tipo de análisis supone que los refuerzos no cambian la resistencia del suelo hasta que ocurra la falla global en la masa de suelo, y permite obtener resultados conservadores para el caso estructuras de suelo reforzadas con refuerzos inextensibles, lo que no necesariamente ocurre en el caso de estructuras con refuerzos geosintéticos.

El enfoque basado en la rigidez del método *Structure Stiffness* de la FHWA, considera los esfuerzos axiales soportados por los refuerzos son determinados mediante el esfuerzo lateral en el que interfiere el coeficiente de presión lateral dependiente de la profundidad, el tipo de refuerzo y la rigidez global del muro.

$$T_{m\acute{a}x} = \sigma_H * S_v \quad (3.2)$$

Donde:

$\sigma_H$ = Esfuerzo horizontal del suelo

$S_v$ = Separación o espaciamiento vertical entre refuerzos

$$\sigma_H = K_r * \sigma_v \quad (3.3)$$

Este tipo de análisis no requiere suponer mecanismo de colapso para ser resultado y permite obtener el desarrollo de tensiones en cada nivel de refuerzo bajo condiciones

operacionales de trabajo de la estructura. Por lo cual el esfuerzo vertical se suplementa con un esfuerzo horizontal debido a sobrecargas externas  $q$ .

$$\sigma_H = K_r * [(\gamma * Z) + q] \quad (3.4)$$

Donde:

$\gamma$ = densidad del suelo de relleno

$Z$ = profundidad de análisis

$q$ = Sobrecarga externa

Para el caso de este trabajo se considera una sobrecarga por tránsito de 15 kPa (Camión AASHTO HS-20-44+20%). Mientras que la resistencia del refuerzo debe cumplir

$$T_{m\acute{a}x} \leq T_{adm} \quad (3.5)$$

La tracción admisible del refuerzo de acero se determina en base a la tensión admisible del refuerzo metálico ( $0.55 F_y$ ) y la sección reducida de cada refuerzo, calculada al descontar el espesor de sacrificio de los refuerzos del muro TEM,

$$T_{adm} = 0.55F_y * A_{red} \quad (3.6)$$

Donde:

$T_{adm}$ : Resistencia admisible del refuerzo metálico.

$F_y$ : Tensión de fluencia del acero.

$A_{red}$ : Sección reducida del refuerzo para un periodo de diseño de la estructura.

Tomando las consideraciones anteriores se determina la carga admisible por refuerzo

$T_{adm} = 36.25$  kN.

Respecto a la resistencia de arranque del refuerzo, definida como la carga de tracción requerida para generar deslizamiento del refuerzo a través de la zona del suelo reforzado, interfieren los siguientes factores:

$$P_c = f^* * \alpha * \sigma'_v * L_e * C \quad (3.7)$$

Donde:

$f^*$ = factor de tipo resistencia al arranque,

$\alpha$ = factor de corrección por tipo de refuerzo;  $\alpha = 1$  para refuerzo inextensible

$\sigma'_v$ = Esfuerzo vertical efectivo en la interfaz suelo refuerzo

$L_e$ = largo de empotramiento en la zona resistente

$C$ = perímetro efectivo del refuerzo;  $C= 2$  para tiras y mallas

El parámetro  $f^*$  para refuerzo inextensible del tipo particular en forma de tiras, se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$f^* = \tan \rho = 1.2 + \log C_u \text{ en la cima de la estructura, máximo } 2 \quad (3.8)$$

$$f^* = \tan \emptyset, \text{ desde los } 6\text{m hasta en la base} \quad (3.9)$$

Donde  $C_u$  es el coeficiente de uniformidad del suelo de relleno ( $D_{60}/D_{10}$ ), en específico para un relleno común el coeficiente de uniformidad puede ser  $C_u = 4$ .

La capacidad de los refuerzos metálicos obtenidos para cada nivel de interés se muestra en la Tabla IV-7 para los refuerzos del muro TEM 2, mientras que en la Tabla IV-8 se muestran los esfuerzos para los refuerzos del muro TEM de 1, estos valores permiten realizar los chequeos de comportamiento elástico del elemento *geogrid* y además obtener los factores de seguridad para arranque.

Tabla IV-7: Tensión en refuerzos de Muro TEM 2.

Nro.	Z [m]	$\sigma'_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	K	Carga máx. [kN/m]	Le [m]	$f^*$	Capacidad Arranque [kN/m]	Fs Arranque
1	0.375	-	-	-	-	-	-	-	-
2	1.125	-	-	-	-	-	-	-	-
3	1.875	-	-	-	-	-	-	-	-
4	2.625	61.13	76.13	0.317	18.10	7.00	1.43	61.24	3.38
5	3.375	76.88	91.88	0.297	20.48	7.00	1.27	68.27	3.33
6	4.125	92.63	107.63	0.277	22.38	7.00	1.11	71.73	3.20
7	4.875	108.38	123.38	0.257	23.81	7.00	0.94	71.60	3.01
8	5.625	124.13	139.13	0.237	24.78	7.00	0.78	67.88	2.74
9	6.375	139.88	154.88	0.228	26.43	7.25	0.70	70.99	2.69
10	7.125	155.63	170.63	0.228	29.11	7.75	0.70	84.43	2.90
11	7.875	171.38	186.38	0.228	31.80	8.25	0.70	98.97	3.11
12	8.625	187.13	202.13	0.228	34.49	8.75	0.70	114.61	3.32
13	9.375	202.88	217.88	0.228	37.17	9.25	0.70	131.36	3.53
14	10.125	218.63	233.63	0.228	39.86	9.75	0.70	149.21	3.74

Tabla IV-8: Tensión en refuerzos de Muro Tem 1.

Nro.	Z [m]	$\sigma'v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	K	Carga máx. [kN/m]	Le [m]	$f^*$	Capacidad Arranque [kN/m]	Fs Arranque
1	0.375	7.88	22.88	0.377	6.46	7.00	1.92	10.58	1.64
2	1.125	23.63	38.63	0.357	10.34	7.00	1.76	29.04	2.81
3	1.875	39.38	54.38	0.337	13.74	7.00	1.59	43.93	3.20
4	2.625	55.13	70.13	0.317	16.68	7.00	1.43	55.23	3.31
5	3.375	70.88	85.88	0.297	19.14	7.00	1.27	62.95	3.29
6	4.125	86.63	101.63	0.277	21.13	7.00	1.11	67.08	3.17
7	4.875	102.38	117.38	0.257	22.66	7.00	0.94	67.63	2.99
8	5.625	118.13	133.13	0.237	23.71	7.00	0.78	64.60	2.72
9	6.375	133.88	148.88	0.228	25.40	7.25	0.70	67.94	2.67
10	7.125	149.63	164.63	0.228	28.09	7.75	0.70	81.17	2.89
11	7.875	165.38	180.38	0.228	30.78	8.25	0.70	95.50	3.10
12	8.625	181.13	196.13	0.228	33.46	8.75	0.70	110.94	3.32
13	9.375	196.88	211.88	0.228	36.15	9.25	0.70	127.48	3.53
14	10.125	212.63	227.63	0.228	38.84	9.75	0.70	145.12	3.74

En base a los factores de seguridad obtenidos se comprueba que los elementos *geogrid* que representan los refuerzos en el modelo tendrían un comportamiento elástico. Esto implica que se descarte la ocurrencia de una falla del muro por causa de tracción en los refuerzos metálicos.

En relación a las interfaces para las zonas de contacto directo entre suelo y elementos estructurales, se modeló tanto la interacción suelo-panel como la interacción suelo-refuerzo mediante interfaces con espesor cero. Estas interfaces tienen el propósito de transferir los esfuerzos normales y de corte desde el suelo a la estructura. Los parámetros que definen la interfaz de espesor cero implementada en PLAXIS2D® están controlados por un factor de reducción  $Ri$ , que define las propiedades de la interfaz tanto en términos de rigidez como de resistencia. ( $Ri=1$  supone un comportamiento completamente adherido suelo-elemento).

“Las interfaces suelo-refuerzo se suponen completamente adheridas entre sí ( $Ri=1$ ). Este supuesto es consistente con las mediciones realizadas en ensayos de

arrancamiento realizados en tiras de acero rugosas en suelos granulares bien compactados”. (Cartes, 2016)

Respecto a la losa de Hormigón, la fundación del área de motores está conformada por una losa de hormigón de 20 m ancho, 35 m de longitud y 2 m de espesor conformada por un hormigón tipo H30. Para la modelación se opta por definir sus propiedades de material como *solid* (o sólido) pero con un modelo constitutivo tipo *Concrete* de tal manera de incorporar las propiedades del hormigón.

### IV.3 Fases del modelo

El desarrollo de un modelo numérico en Plaxis de toda estructura debe realizarse por etapas o Fases, debido a la trayectoria de tensiones en el comportamiento del suelo. El objetivo es representar la evolución de los estados tensionales por las que atraviesa el suelo durante sus etapas de cambios de carga hasta llegar a su configuración final.

- Fase Inicial

El punto de partida del modelo de la estructura en estudio parte con la configuración de la Fase Inicial que está asociado a un estado tensional geostático. Se define la geometría y la composición del perfil estratigráfico, en base a los parámetros geotécnicos de cada estrato (Figura 4-8a).

Una consideración importante es el tiempo de duración de cada Fase, que fue determinado en base a los informes de compactación facilitados en los antecedentes del proyecto tratando de simular el proceso de construcción con los tiempos reales de ejecución del proyecto. Ya que se emplea un modelo que incluye *creep*, los tiempos de construcción deben ser considerados explícitamente en la modelación.

- Etapas de excavación: Fases 1 - 5

La etapa de excavación comprende las fases desde la 1 a la 5, en que se realiza la extracción del suelo tipo lastre en franjas de 1 m de espesor, hasta conseguir la profundidad de 5 m en la zona de emplazamiento del Silo de Distribución y 3 m en la Plataforma de Máquinas. La pendiente para la excavación es de 1:2 que se considera para definir la geometría (Figura 4-8b a 4-8e).

- Etapas de relleno controlado: Fases 6 -10

Las fases definidas en el modelo para el proceso de relleno con material de mejoramiento constituyen las fases entre la 6 a la 10.

Este proceso consiste en un relleno controlado conformado por capas de 0.30 m de espesor y para efectos de modelación se consideró capas de 1 m, debido a que no existiría mayor incidencia de esta consideración en el efecto de trayectoria de tensiones del suelo.

El material utilizado como relleno corresponde al mismo material con el que se construye el suelo de refuerzo del Muro TEM. Se encuentra definido con las propiedades de la Tabla IV-3. Al final de la fase 10 la cota de terreno vuelve a la cota de la etapa inicial, solo en la ubicación de la plataforma el nivel es de -0.50 m debido a la profundidad que el Muro TEM quedará embebido en su base. (Figuras 4-8f a 4-8j).

- Etapas de construcción del Muro TEM: Fases 11 - 17

A partir de la fase 11, se inicia la construcción del Muro TEM de la Plataforma de Máquinas. Para la representación del modelo se consideró el sentido longitudinal de la estructura, en el cual la longitud la plataforma es de 60 m.

El proceso constructivo de un Muro TEM empieza desde la incorporación del primer panel de hormigón prefabricado, definido para el modelo mediante un elemento *plate* con las propiedades de la Tabla IV-4, ubicado uno en cada extremo de la plataforma del Sistema Motriz. Posteriormente y dentro de la misma fase se realiza el proceso de relleno controlado hasta alcanzar la primera línea de refuerzos definido por el elemento *geogrid* con propiedades especificadas Tabla IV-5. La ubicación de los refuerzos se encuentra detallada en la Tabla IV-6

Posteriormente, se procede con las siguientes capas de relleno compactado hasta la segunda línea de refuerzos y nuevamente relleno compactado hasta completar la altura del primer panel prefabricado.

Adicionalmente se requiere incorporar interfaces entre los diferentes materiales permitiendo simular la discontinuidad y la transferencia de esfuerzos desde el suelo hacia los demás componentes. El *software* tiene incorporado modelos de interfaces para simular las interacciones suelo-estructura y en particular para el modelo de la

estructura en estudio se requieren distintos tipos de interfaces: suelo-refuerzo, suelo-panel y suelo-losa de hormigón.

En definitiva, el avance de cada fase constructiva del Muro TEM en la modelación, comprenderá los paneles de hormigón de cada extremo de la plataforma, y el suelo de relleno que combinado con los refuerzos espaciadas verticalmente a 0.75 m que conforman el suelo de refuerzo. Además, se activan las interfaces de cada uno de estos componentes estructurales del Muro TEM.

Este procedimiento se repite durante las fases comprendidas entre la 11 a la 17, colocando la rigidez axial correspondiente de cada línea de refuerzo. (Figura 4-8k a 4-9q).

- Incorporación de la losa de Hormigón: Fase 17

Para esta etapa se requiere el material definido con un modelo constitutivo *Concrete* que conformará la losa de hormigón H30, que se incorpora como un sólido y no como un *plate* debido a su espesor de 2 m.

La losa del Sistema Motriz se incorpora simultáneamente en la fase 17 (Figura 4-9r), representando el proceso constructivo de hormigonado, con lo cual se completan la modelación numérica de la plataforma de Máquinas. Para superar la diferencia de rigideces entre el suelo de refuerzo y la losa de hormigón se requiere incorporar una interfaz entre estos dos elementos.

1. Fase de Carga de Silo de Distribución: Fase 18

La incorporación del Silo de distribución al modelo se realiza en la fase 18 (Figura 4-9s) y se realiza mediante una simulación de carga distribuida en una longitud de 25 m. Para su cuantificación, se consideró el peso de la estructura del silo de hormigón y se consideró la aplicación de la totalidad de la carga.

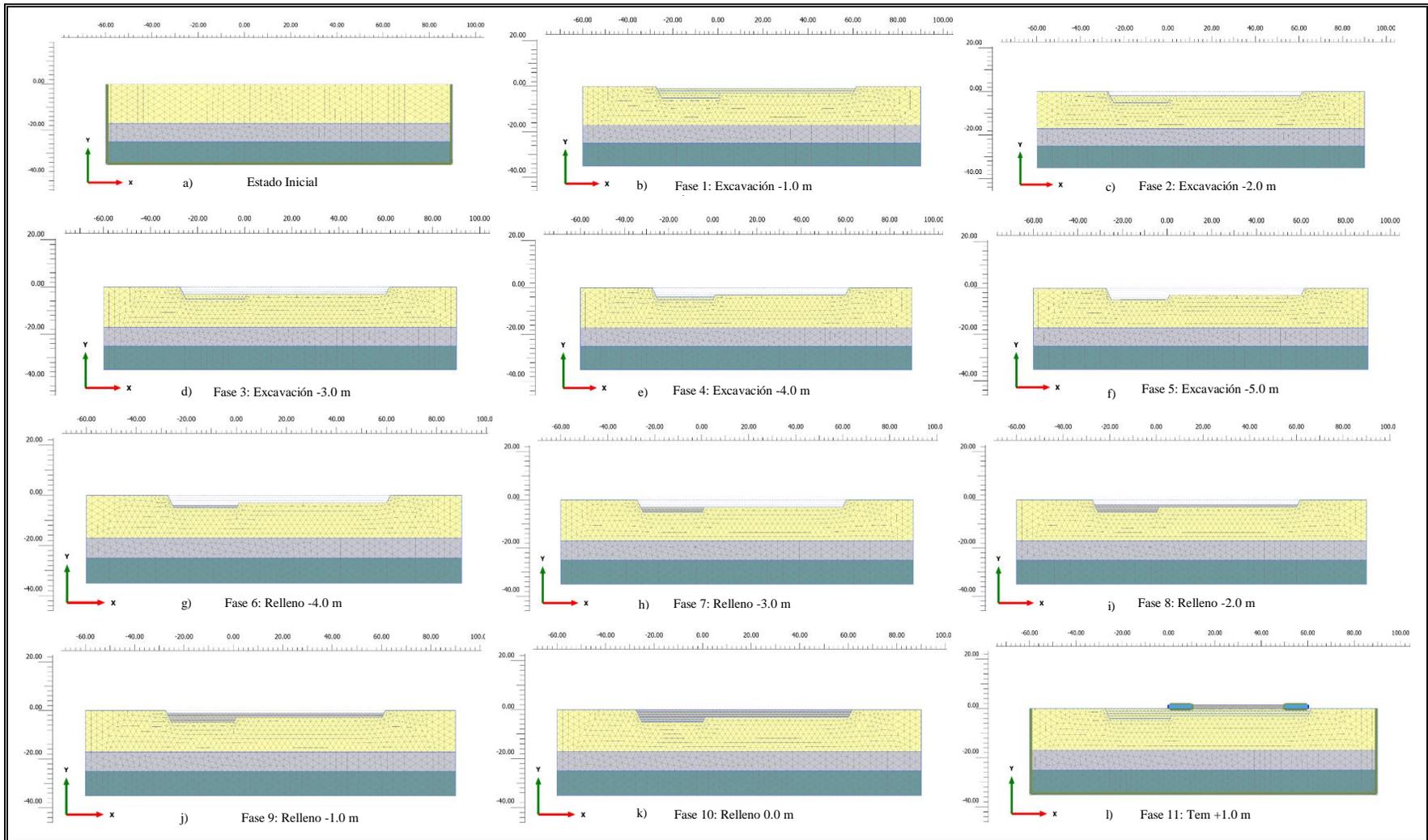


Figura 4-8: Etapas de Modelación desde la Fase Inicial hasta Fase 12.

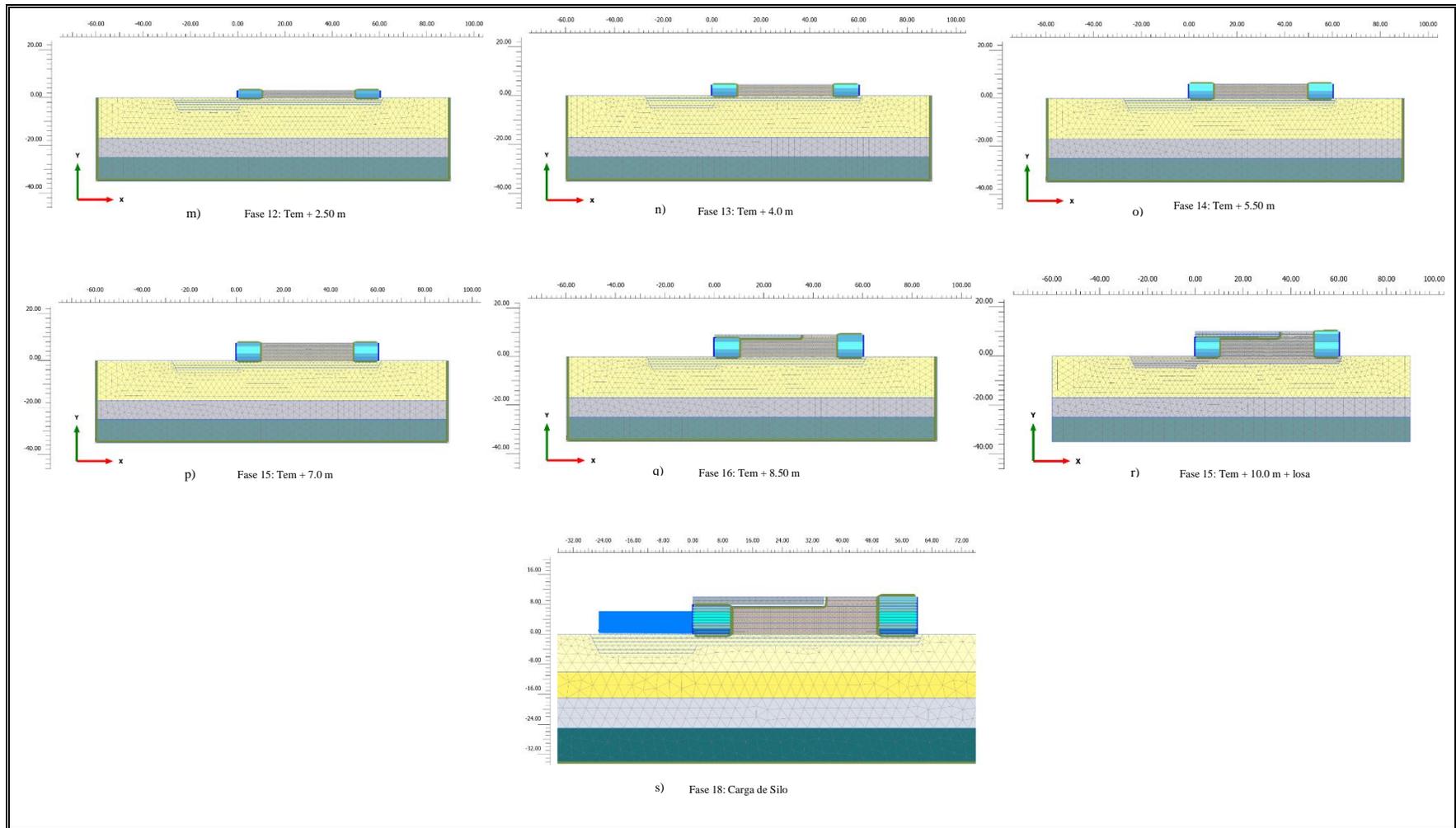


Figura 4-9: Etapas de Modelación de Muro TEM.

## Discretización de Elementos

Una vez completa la estructura del modelo se procede a realizar la discretización de los elementos mediante la opción de mallado medio de PLAXIS2D, empleando elementos de 6 nodos. En el proceso de mallado se originaron 6498 elementos y un total de 15355 nodos.

Posterior al mallado se definen puntos de control, basados en la ubicación de los puntos de medición topográfica, adicionalmente se determinan puntos en el interior de los estratos para verificar como se están produciendo los asentamientos internamente y monitorear así la transferencia de las deformaciones y también la evolución de los esfuerzos en el suelo.

La Figura 4-10 hace referencia a un modelo en el que se define un solo *soil* para el lastre, adicionalmente se realizó otro modelo en que el lastre se encuentra definido por dos *soil* como fue definido el perfil estratigráfico, no presentó una diferencia significativa entre ámbos.

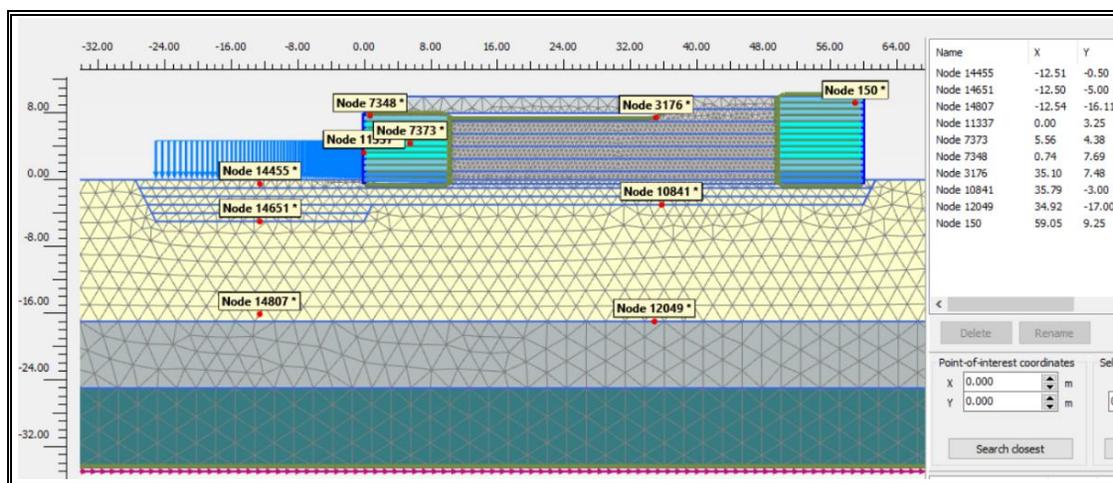


Figura 4-10: Puntos seleccionados en el mallado.

## V. RESULTADOS

El modelamiento numérico con softwares basados en elementos finitos tiene por objetivo la representación del comportamiento inelásticos de los materiales. Cabe destacar que las mediciones en campo se registraron una vez que la estructura de muro TEM y el Silo de Distribución fueron construidas.

El periodo de registro de mediciones topográficas corresponde a 180 días (Anexo B), y se considera este periodo para realizar una comparación entre los asentamientos obtenidos de la modelación numérica frente los registros topográficos.

En este capítulo se presenta el resultado de la calibración de parámetros del modelo constitutivo *Soft Soil Creep* del lastre, mediante la simulación de los ensayos triaxiales CID y edométrico en el módulo *Soil Test* de Plaxis2D® en base a los datos provenientes de experimentales del lastre de la División Andina de Codelco.

El proceso de optimización de parámetros permitió obtener los mejores parámetros que reprodujeran las trayectorias experimentales del material análogo al del Estrato U-1 correspondiente a lastre proveniente de la mina Chuquicamata de Codelco, lo que permitió una aproximación razonablemente buena del comportamiento de este material y la capacidad de reproducir los asentamientos diferidos en el tiempo.

Mediante el proceso de optimización de parámetros del modelo se logró obtener resultados de deformaciones que presentan un ajuste muy cercano a lo medido topográficamente en campo, siendo el principal enfoque de este trabajo.

Adicionalmente se realizó una verificación de los esfuerzos en los refuerzos inextensibles y resultantes del análisis de la estructura mediante el software de elementos finitos PLAXIS2D®.

## V.1 Parámetros optimizados

Mediante la calibración de parámetros del modelo constitutivo *Soft Soil Creep* del lastre se obtuvieron los mejores parámetros posibles ajustándose a las curvas experimentales de ensayos triaxiales drenados CID citados en el Capítulo III, los que se presentan en la Figura 5-1.

Name	Min value	Value	Max value	Units	Optimal	Sensitivity
$\lambda^*$ (lambda*)	0.03000	0.03000	0.04400		<b>0.03318</b>	100 %
$\mu^*$	1.000E-3	1.000E-3	4.000E-3		<b>1.135E-3</b>	5.29 %
$\kappa^*$ (kappa*)	0.01300	0.01500	0.01700		<b>0.01681</b>	28.6 %
$V'_{ur}$		0.1500			<b>0.1500</b>	0.00 %
$K_0^{nc}$		0.3707			<b>0.3707</b>	0.00 %
M		1.868			<b>1.868</b>	0.00 %
$c'_{ref}$	0.000	0.000	5.000 kN/m <sup>2</sup>		<b>2.299</b>	8.61 %
$\phi'$ (phi)	35.00	39.00	39.00 °		<b>35.83</b>	42.1 %
$\psi$ (psi)	-1.000	6.000	7.000 °		<b>5.440</b>	55.7 %
$V_{unsat}$		19.82	kN/m <sup>3</sup>		<b>19.82</b>	0.00 %
$V_{sat}$		19.82	kN/m <sup>3</sup>		<b>19.82</b>	0.00 %

Relative error **17.3 %**

Figura 5-1: Resultados de calibración de parámetros de modelo *Soft Soil Creep*.

Estos parámetros son utilizados para caracterizar el lastre proveniente de la mina Chuquicamata, para proceder con el análisis del comportamiento de dicho material ante la implantación de la estructura de Muro TEM. Un factor importante que se pudo determinar a través de este proceso fue el ángulo de dilatancia, dato que no fue considerado en ningún antecedente del proyecto. La importancia de este parámetro radica en su incidencia directa sobre la deformación volumétrica de un material lo que se materializa en la existencia de asentamientos.

## V.2 Deformaciones

### V.2.1 Asentamientos en la Plataforma del Sistema Motriz

Las deformaciones en los nodos correspondientes a la plataforma, se muestra en la Figura 5-2. El nodo 3176 en el modelo corresponde al punto de control 6-7 del registro topográfico. Se presenta para el tiempo definido de 180 días en que se dispone de datos reales de campo con la finalidad de realizar las comparaciones.

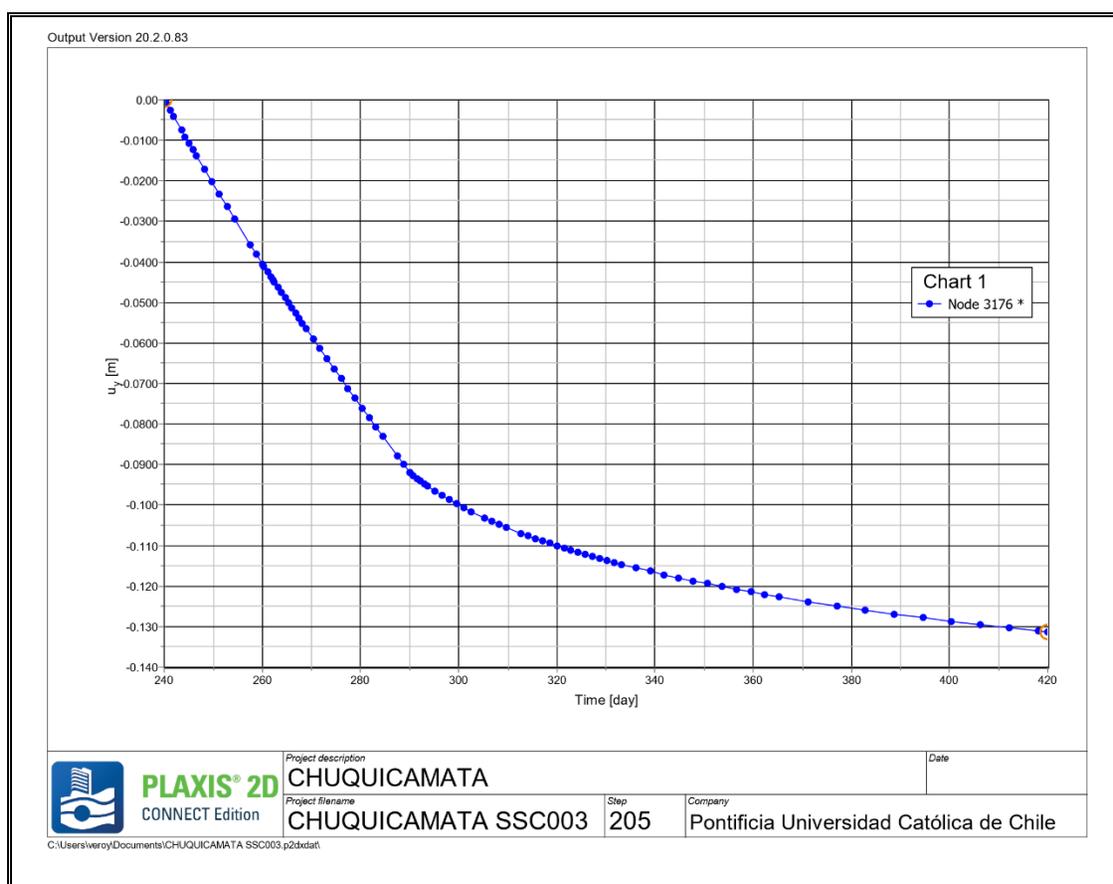


Figura 5-2: Asentamiento en plataforma de máquinas

La deformación obtenida en el periodo analizado es de 13.20 cm, en la Figura 5-2 se observa que existe un cambio de pendiente en la curva de deformación, a partir de

alrededor el día 50 se produce una reducción progresiva de la pendiente tendiendo a un resultado asintótico.

Para poder comparar en forma más directa los resultados del modelo frente a las mediciones, se cambió la referencia del tiempo de inicio de las mediciones. Realizando la comparación entre las deformaciones resultantes del modelo y las mediciones topográficas se obtiene la Figura 5-3, para los puntos de control correspondientes en la losa del Sistema Motriz

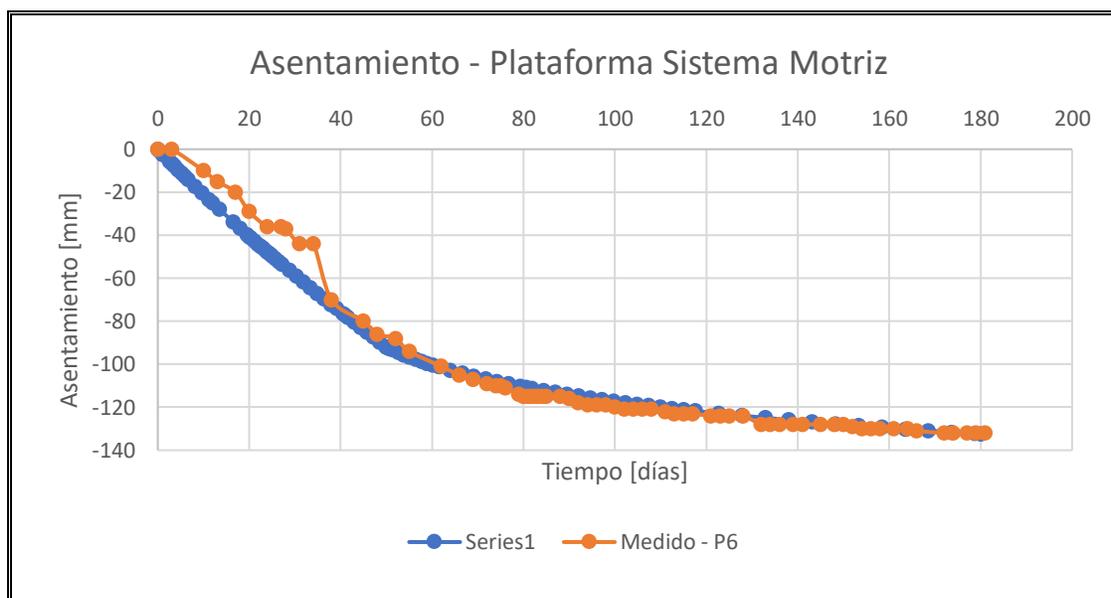


Figura 5-3: Comparación de resultados de modelo con mediciones en campo.

Las deformaciones obtenidas mediante la modelación numérica se ajustan muy bien a las mediciones topográficas, al no existir una diferencia significativa según la gráfica anterior, lo que implica que los parámetros de *creep* definidos mediante la herramienta *Soil Test* permiten representar de manera precisa el comportamiento diferido.

Entre los nodos de interés seleccionados en la discretización del modelo, se definieron nodos en el lastre con la finalidad de investigar el fenómeno de las deformaciones y determinar la zona del proyecto en que se presentaron mayores asentamientos.

Los puntos de interés señalados permitieron constatar que los asentamientos producidos en la superficie de la plataforma de máquinas corresponden al asentamiento experimentado el estrato de lastre U-1, debido a la implantación de la estructura de Muro TEM y a al peso de la losa de hormigón de 2 m de espesor. Lo cual se deduce al comparar la deformación en superficie con la deformación en el nodo ubicado entre el mejoramiento y el lastre; es decir a N – 3.00 m bajo en el sector de la plataforma de máquinas.

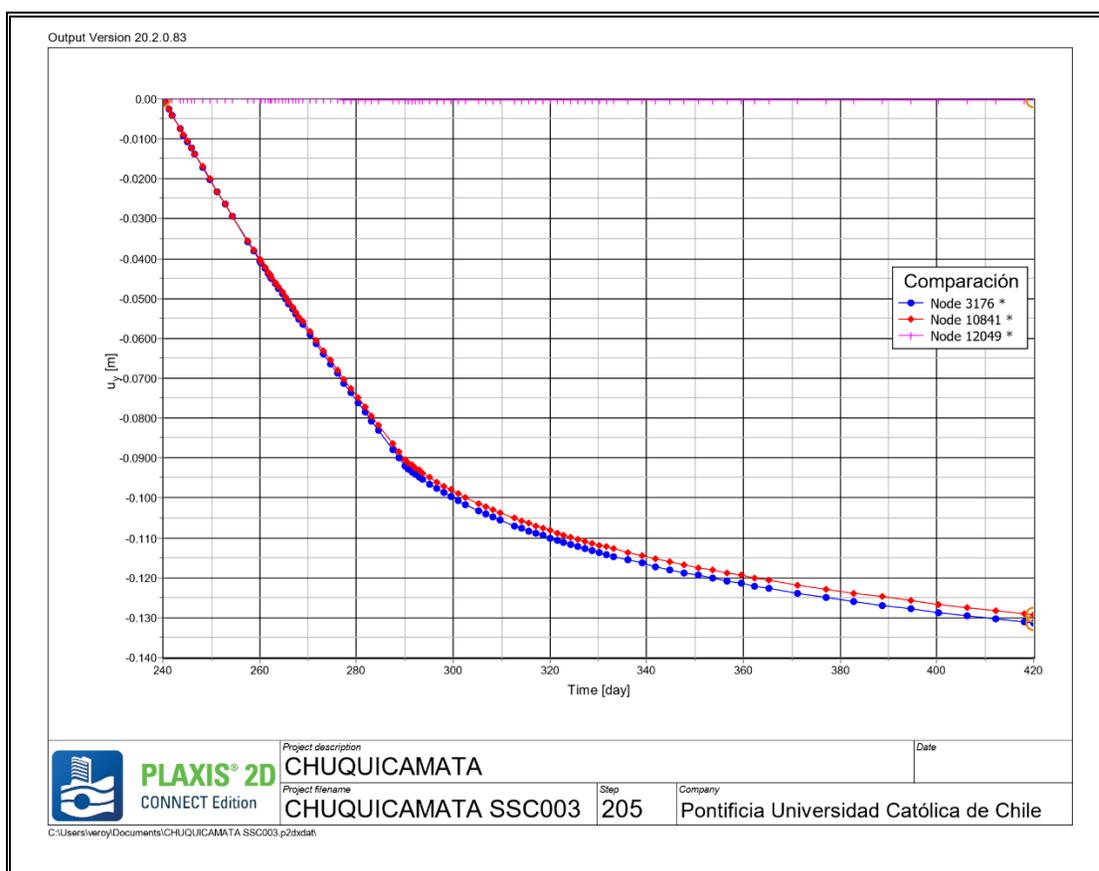


Figura 5-4: Comparación de deformaciones en estratos bajo el Punto 6

La superposición de curvas permite determinar que los asentamientos se producen completamente debido al compresibilidad del lastre, ya que entre los nodos 3176 y 10841 no existe diferencia significativa en comparación con lo ocurrido con el nodo

12409 ubicado a la profundidad en que termina el lastre y comienza el estrato gravo-arenoso.

La descripción del comportamiento anterior, a su vez sugiere que el Muro TEM se comporta como un bloque rígido, lo cual implica que la estructura se comporta de la manera esperada. Esta transferencia de deformaciones a su vez se puede verificar en la figura resultante de Plaxis2D

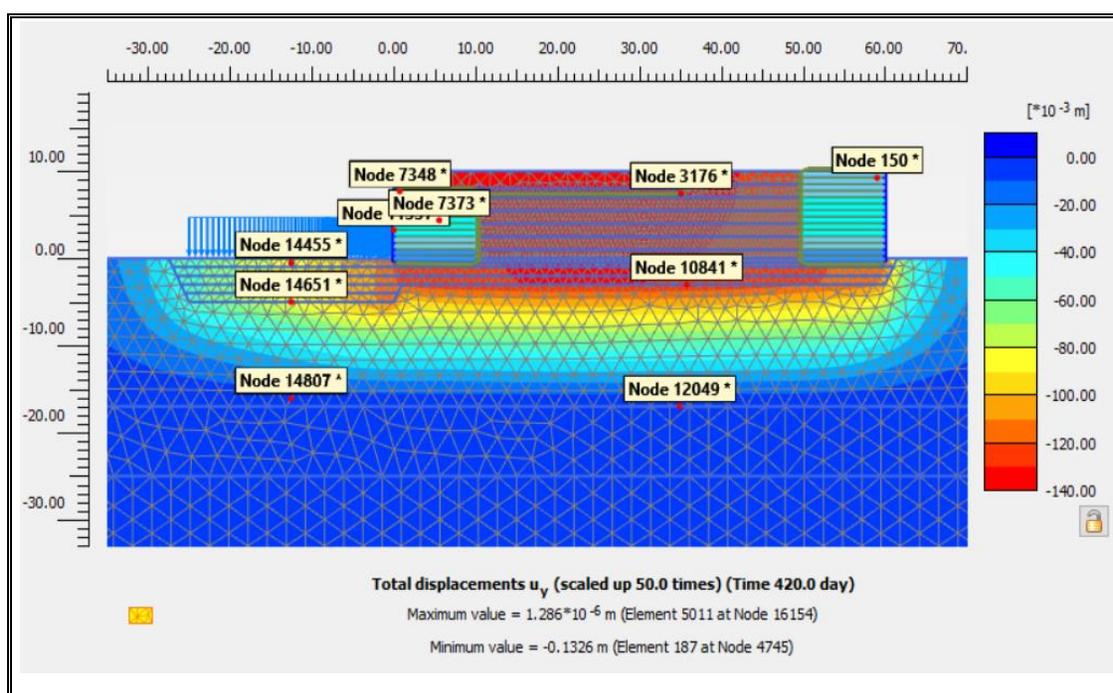


Figura 5-5: Deformaciones totales  $u_y$  PLAXIS.

## V.2.2 Asentamiento en Silo de Distribución

Las deformaciones en el modelo correspondientes a la zona del silo de distribución se muestra en la Figura 5-6, durante el periodo de análisis se observa un decrecimiento constante en las deformaciones y no se visualiza un cambio de pendiente marcado a diferencia en las deformaciones en la zona de la plataforma.

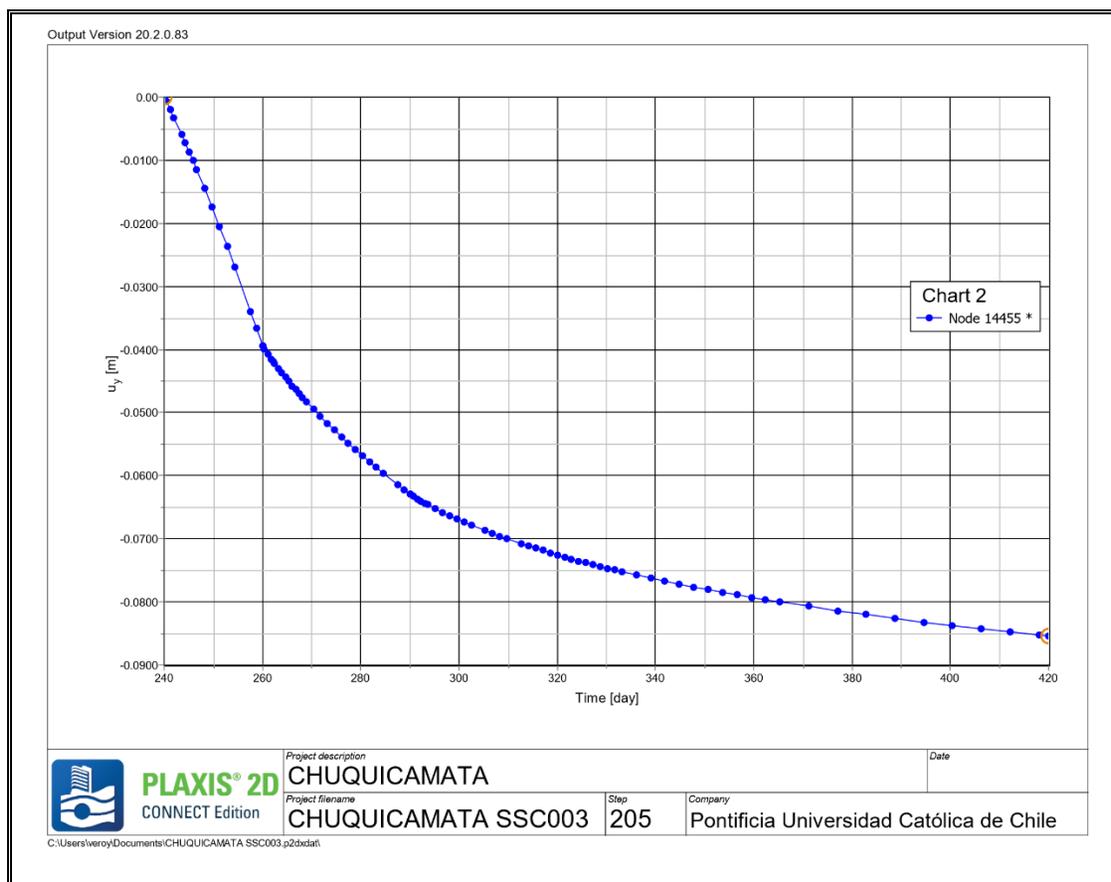


Figura 5-6: Asentamiento en la base del Silo de Distribución.

De acuerdo a la Figura 5-6 correspondiente a la zona del Silo de Distribución, en primera instancia la curva presenta una pendiente pronunciada lo que indicaría la existencia de asentamiento rápido que se comienza a estabilizar luego de 100 días terminada la construcción de la obra.

La deformación ocurrida al finalizar el periodo predefinido de 180 días en la zona del silo de distribución es de 85.5 mm. En la Figura 5-7, se realiza una comparación entre las deformaciones en la base del Silo de Distribución y las deformaciones a nivel de mejoramiento.

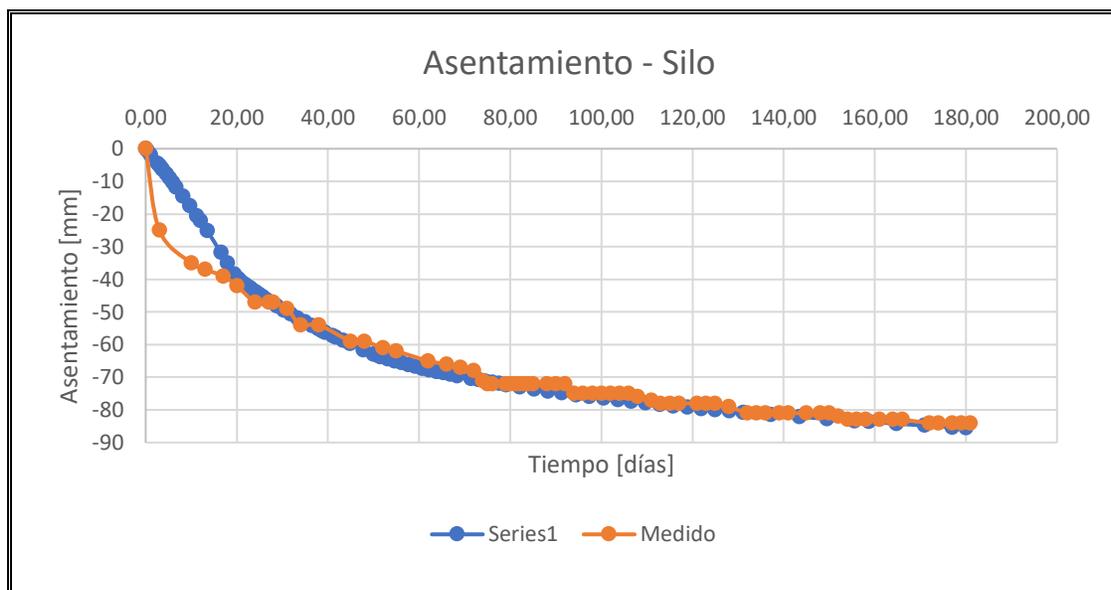


Figura 5-7: Comparación de resultados de modelo con mediciones en campo.

Mediante la comparación entre las deformaciones obtenidas del modelo y las mediciones topográficas en la zona del silo de distribución (Figura 5-6), el modelo genera una estimación precisa del comportamiento monitoreado en campo, aún cuando en los primeros 20 días el incremento de deformaciones es un poco más rápido de acuerdo a los datos de campo.

La deformación ocurrida al finalizar el periodo predefinido de 180 días es 85.5 mm mientras que lo medido en campo corresponde a 84 mm, por lo que no existe diferencia significativa entre lo medido y los resultados de la modelación numérica.

Se procede a realizar una comparación entre las deformaciones en la zona del Silo de Distribución en los nodos ubicados a nivel de base de silo, inicio de capa de mejoramiento y a nivel de frontera entre estrato de lastre y el estrato gravo arenoso, en la Figura 5-8

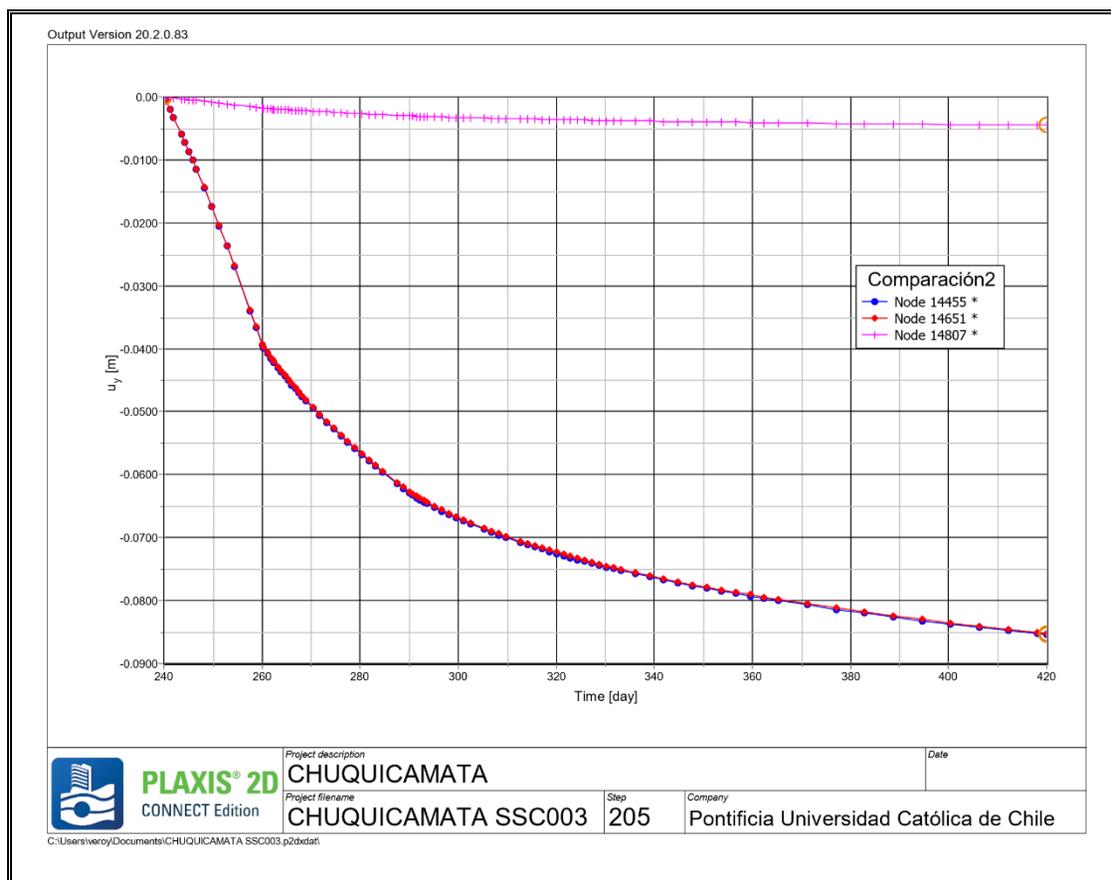


Figura 5-8: Comparación de deformaciones en estratos bajo Silo.

Al realizar la superposición de curvas de asentamientos entre los nodos ubicados a nivel de base del silo de distribución, inicio de mejoramiento y estrato U-2 se deduce que el asentamiento experimentado es debido a la deformabilidad del lastre.

### V.3 Sensibilidad de parámetros de *creep*.

Además de las curvas experimentales de ensayos triaxiales CID a confinamiento inicial de 100 kPa, se utilizan también datos de ensayos triaxiales CID con presión de confinamiento de 200 kPa. Además, se analiza el ajuste de configuración entre la opción moderado y fino que proporciona la herramienta *Soil Test*, de este paso se obtiene la Tabla v-2 con la finalidad de definir si la variación que experimentan los

parámetros en la calibración del modelo constitutivo SSC influyen en los resultados del análisis del modelo.

Tabla V-1: Parámetros de calibración en herramienta *Soil Test*.

Presión de confinamiento [kPa]	$p_{ref}$	100	100	100, 200
Máxima deformación	%	15	15	20
Índice de compresión	$\lambda^*$	0.0310	0.0330	0.0380
Índice de hinchamiento	$k^*$	0.0169	0.0168	0.0170
Índice de <i>creep</i>	$\mu^*$	1.10E-03	1.13E-03	1.31E-03
Cohesión	$\mu^*$	2.79	2.29	3.65
Ángulo de fricción	$\phi$	36.38	35.83	35.09
Ángulo de dilatancia	$\psi'$	5.73	5.44	3.81

A pesar de no existir una diferencia notable en los parámetros calibrados para cada una de las presiones de referencia, la variación servirá para el estudio de la sensibilidad de los parámetros que caracterizan al modelo constitutivo *Soft Soil Creep*.

Respecto a la influencia de los parámetros de *creep* en las deformaciones, se realiza una comparación entre los resultados obtenidos mediante la herramienta *Soil Test* para las diferentes configuraciones, la comparación se muestra en la Figura 5-9 para la plataforma de máquinas y en la Figura 5-10 para el silo, utilizando los parámetros presentados en la Tabla V-1.

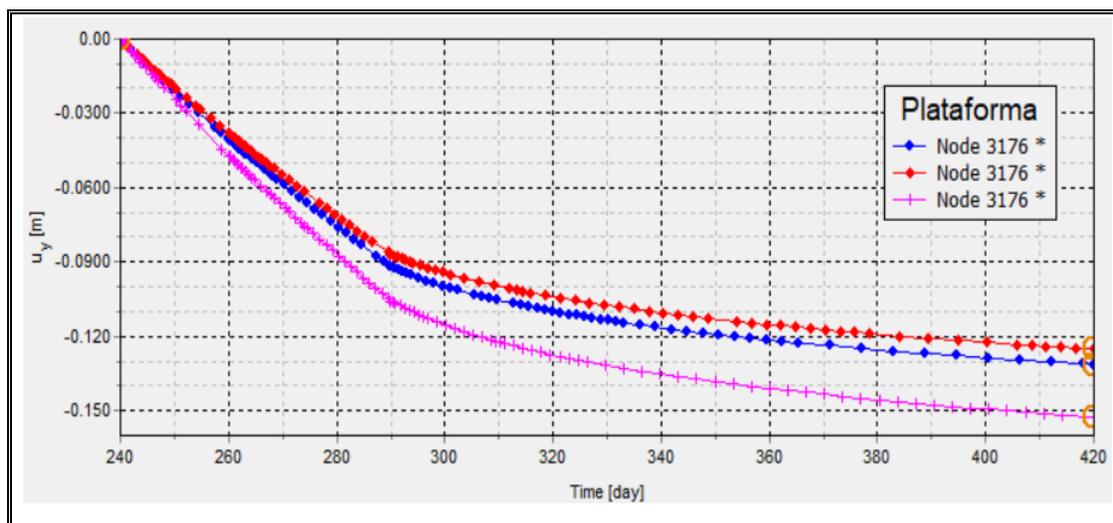


Figura 5-9: Deformaciones en plataforma con variación de parámetros de *creep*.

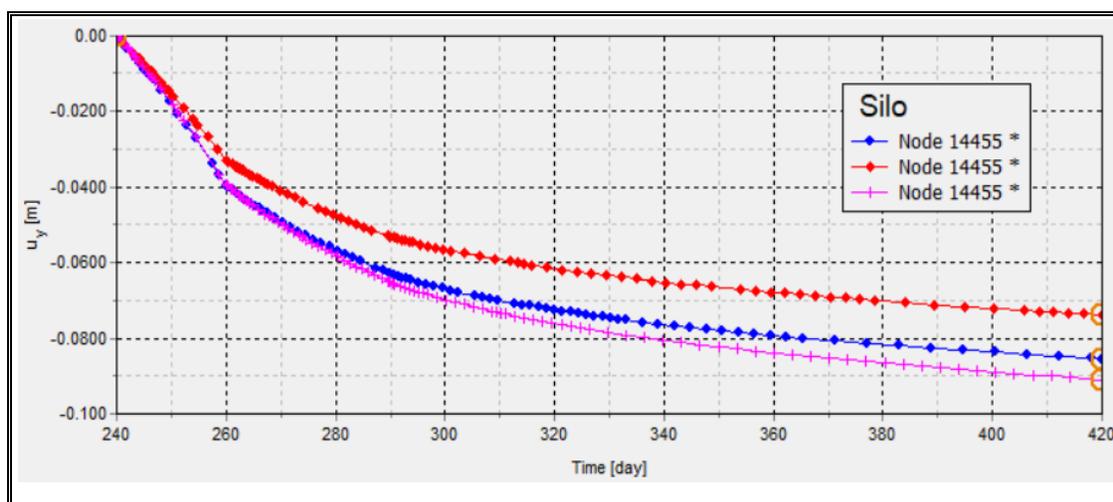


Figura 5-10: Deformaciones en el silo variación de parámetros de *creep*.

En las gráficas anteriores se puede apreciar una diferencia razonable entre las curvas de deformación obtenidas de la variación de parámetros de *creep*, teniendo en consideración que la variación de los valores es del orden de 3 a 5% en términos relativos.

A continuación, se muestran las gráficas de deformación volumétrica en los estratos

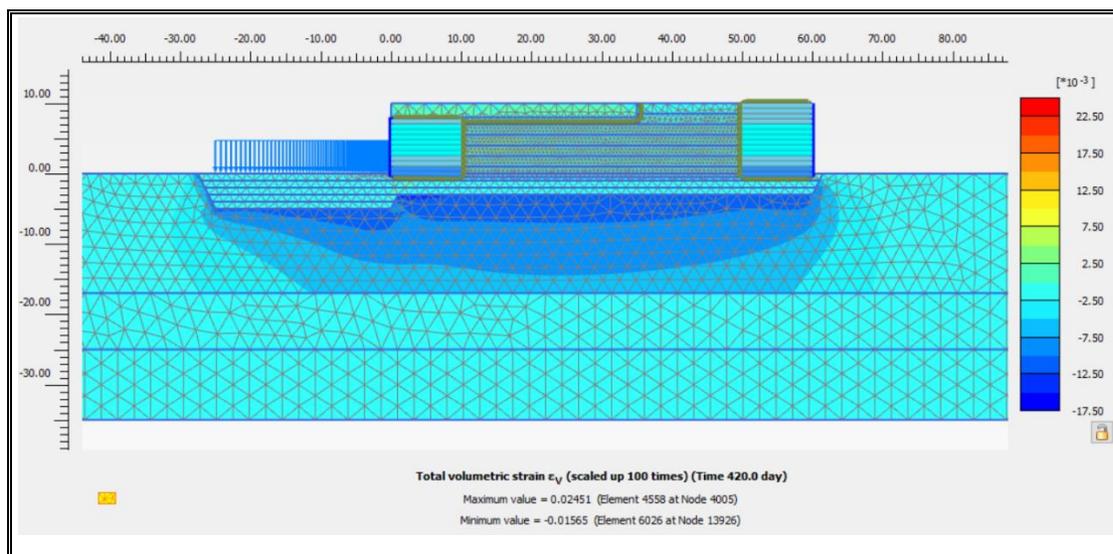


Figura 5-11: Deformación volumétrica  $\varepsilon_v$  en PLAXIS.

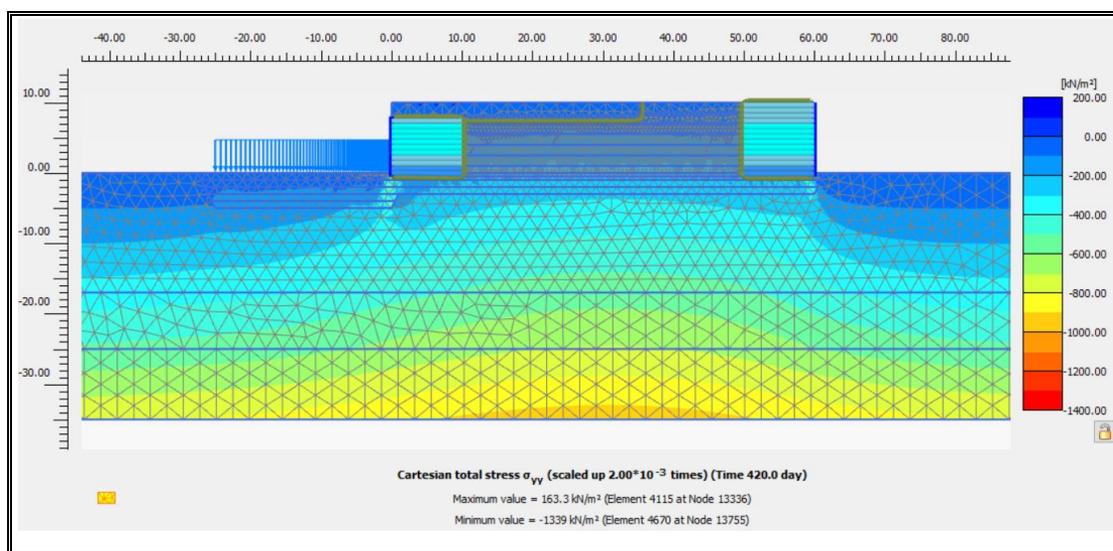


Figura 5-12: Esfuerzos totales en estratos.

#### V.4 Esfuerzos resultantes

A continuación, se muestra los esfuerzos resultantes del análisis del modelo numérico en PLAXIS2D® para cada línea de refuerzos.

Tabla V-2: Esfuerzos resultantes en refuerzos del Muro TEM 2.

Esquema de Muro TEM 2		Línea de refuerzos	Nivel [m]	Cantidad de refuerzos en 3[m]	Esfuerzo Axial Máximo Plaxis [kN/m]	Resistencia a Tracción [kN/m]
<p>Los datos de la tabla se corresponden a las líneas de refuerzo numeradas en el diagrama del muro.</p>	Losa de Hormigón - Cimentación de Plataforma de máquinas		1	9.625	-	-
		2	8.875	-	-	-
		3	8.125	-	-	-
		4	7.375	7	46.89	84.57
		5	6.625	6	34.23	72.49
		6	5.875	6	30.58	72.49
		7	5.125	6	34.98	72.49
		8	4.375	6	35.70	72.49
		9	3.625	6	38.90	72.49
		10	2.875	6	42.39	72.49
		11	2.125	7	50.38	84.57
		12	1.375	7	50.96	84.57
		13	0.625	8	44.57	96.65
		14	-0.125	8	32.29	96.65

Tabla V-3: Esfuerzos resultantes en refuerzos de Muro TEM 1

Línea de refuerzos	Nivel [m]	Cantidad de refuerzos en 3[m]	Esfuerzo Axial Máximo Plaxis [kN/m]	Resistencia a Tracción [kN/m]	Esquema de Muro TEM 1
1	9.625	7	5.82	84.57	
2	8.875	7	6.26	84.57	
3	8.125	7	12.18	84.57	
4	7.375	7	12.35	84.57	
5	6.625	6	15.96	72.49	
6	5.875	6	14.43	72.49	
7	5.125	6	20.09	72.49	
8	4.375	6	17.25	72.49	
9	3.625	6	21.18	72.49	
10	2.875	6	21.88	72.49	
11	2.125	7	30.70	84.57	
12	1.375	7	32.95	84.57	
13	0.625	8	36.12	96.65	
14	-0.125	8	27.50	96.65	

Los esfuerzos resultantes mostrados en las tablas anteriores son menores que la resistencia a la tracción de los refuerzos, de esta manera se descarta falla de los refuerzos del muro debido a tracción. Es importante citar que los resultados de esfuerzos del modelo se obtienen por un metro de profundidad, por esta razón la resistencia se normaliza por el espaciamiento horizontal entre refuerzos.

La Figura 5-13 muestra los esfuerzos axiales, de corte y momento en los paneles de hormigón debido a las presiones horizontales tras el paramento de la estructura de Muro TEM.

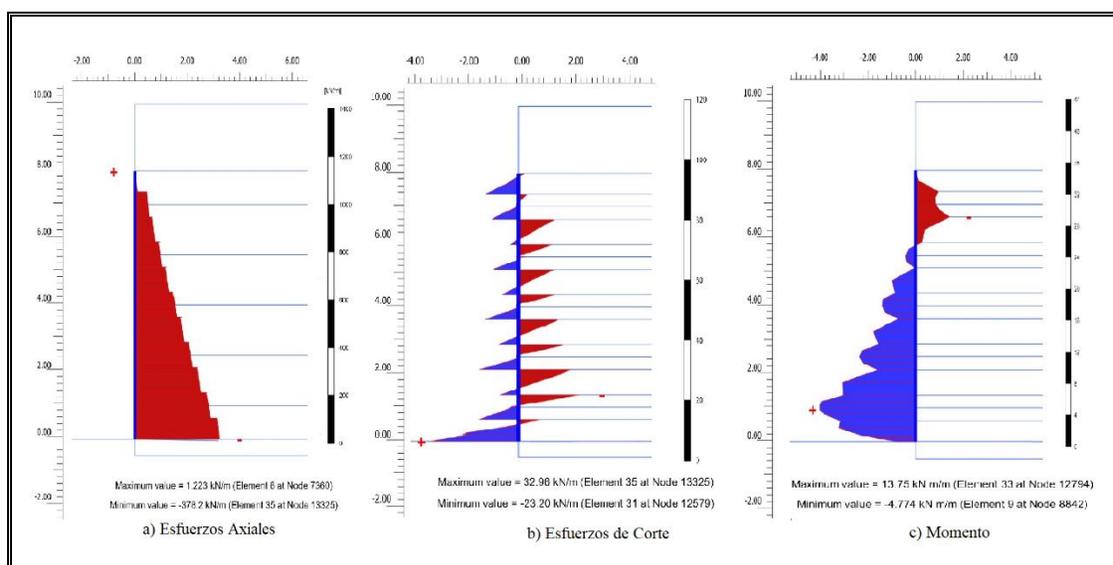


Figura 5-13: Esfuerzos en paramento Muro TEM 2.

Las discontinuidades que se pueden apreciar se asociarían a los esfuerzos axiales que resiste cada línea de refuerzos metálicos hacia el interior del muro, lo que se verifica de manera más clara en el gráfico de esfuerzos de corte de los paneles.

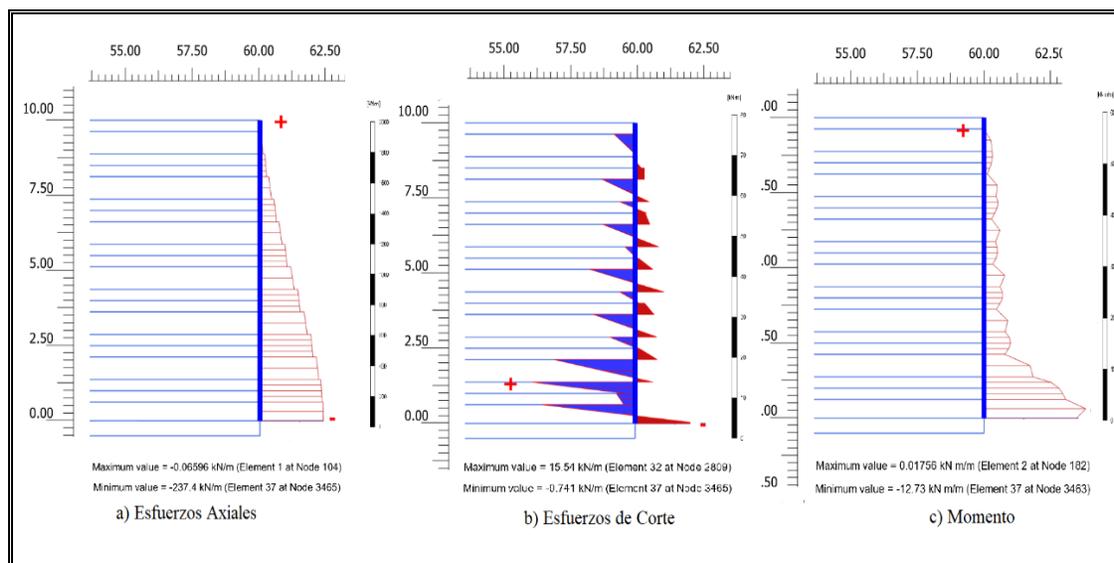


Figura 5-14: Esfuerzos en paramento Muro TEM 1.

## VI. CONCLUSIONES

El proceso de calibración de parámetros mediante la herramienta *Soil Test* de PLAXIS2D® en base a datos de ensayos experimentales, permitió obtener parámetros de *creep* del modelo constitutivo *Soft Soil Creep* que simulan de manera muy razonable el comportamiento diferido en el tiempo del lastre proveniente de la mina Chuquicamata.

En base a las deformaciones resultantes del análisis del modelo desarrollado en el *software* de elementos finitos PLAXIS2D®, se logró determinar que los asentamientos tanto en la superficie de la plataforma de Muro TEM como en la base del Silo de Distribución son debido netamente a la deformabilidad del lastre, producto de la carga inducida al implantar la Plataforma del Sistema Motriz materializada por una estructura de Muro TEM con una losa de hormigón de 2 m de espesor.

Al no existir mayor diferencia entre las deformaciones del modelo tanto en su base como en la superficie, implica que se produce una transferencia de deformaciones desde la base de la estructura hacia la superficie, lo cual a su vez permite deducir que la estructura pareciera funcionar aproximadamente como un bloque rígido con respecto a la deformabilidad del lastre.

En efecto, el espesor de mejoramiento parece insuficiente para soportar las presiones inducidas por la estructura implantada con un nivel de deformación razonable.

Los parámetros que caracterizan el comportamiento de un modelo constitutivo de un lastre en general resultan presentar una elevada sensibilidad al momento de analizar su comportamiento de *creep*.

Existe la posibilidad que en ciertas zonas el lastre presente en la zona del proyecto tenga mejores características que el lastre utilizado para la calibración del modelo, esto debido a la variación que existe en los resultados obtenidos en el modelo respecto a los de medición en campo. En general los resultados presentan un ajuste a la tendencia de asentamientos bastante razonable respecto a las mediciones reales.

## BIBLIOGRAFIA

AASHTO, 2014. LRFD Bridge Design Specifications. *AASHTO*.

Abdelmonem, M. A., 2014. *Seismic Response Analysis Considering Soil-Structure Interaction of High-Rise Buildings*. Al-Minya, Egypt: s.n.

Aksoy, C. O. y otros, 2012. Numerical modeling of non-deformable supportin swelling and squeezing rock. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Scienses*, pp. 61-70.

Bard, E., Anabalón, M. E. & Campaña, J., 2012. Waste Rock Behavior at High Pressures: Applications to the Dimensioning of High Waste Rock Dumps. En: s.l.:s.n.

Bard, E., Campaña, J., Anabalón, M. & Apablaza, R., 2007. Comportamiento de lastre ROM sometido a altas presiones. *Libro de resúmenes, VI Congreso Chileno de Geotecnia*, pp. 28-30.

Bilgin, Ö. & Mansour, E., 2014. Effect of reinforcement type on the design reinforcement length of mechanically stabilized earth walls. *Engineering Structures*, Volumen 59, pp. 663-673.

Cabezas, R. E., 2013. *Modelación Numérica del Comportamiento Mecánico de Lastres Mineros*. s.l.:M. Sc. Tesis, Departamento de Ingeniería Estructural y Geotecnia, Pontificia Universidad Católica de Chile.

Cartes, I. A., 2016. *Modelamiento Numérico Mediante Elementos Finitos de Muros Mecánicamente Estabilizados con Refuerzo Inextensible*, s.l.: M. Sc. Tesis, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.

Chen, W.-B., Liu, K., Yin, Z. Y. & Yin, J. H., 2020. Crushing and flooding effects on one-dimensional time-dependent behaviors of a granular soil. *International Journal of Geomechanics*, 20(2), p. International Journal of Geomechanics.

CMGI, 2019. *Estudio de Deformaciones Silo de Distribución y Losa de Apoyo Sistema Motriz - Proyecto Chuquicamata Subterráneo*, Chile: s.n.

Contreras, L., 2011. *Comportamiento friccionante de materiales granulares gruesos*. s.l.:M. Sc. Tesis, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.

Fedorenko, E. V., 2017. Calculation of Transport Construction on Weak Ground using the SS and SSC Models in PLAXIS. Creation of Design Diagrams, the Analysis of the Results. *X Annual Scientific and Technical Conference Users of the PLAXIS Software Complex*, June (2017). San Petersburgo.

FWHA, 2009. Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes. En: *Federal Highway Administration*. s.l.:s.n.

Linero, S., Palma, C. & Apablaza, R., 2007. Geotechnical characterisation of waste material in very high dumps with large scale triaxial testing. *Proceedings of the 2007 International Symposium on Rock Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering*, pp. 59-75.

Md Zain, N. H. y otros, 2011. Modelling of Lateral Movement in Soft Soil Using Hardening Soil Model. *2011 UKSim 13th International Conference on Modelling and Simulation*, March, pp. 195-200.

Ossandón, R. A., 2014. *Tierra Armada: Una Alternativa para la Reducción de Deformaciones en Muros Tem con Refuerzos Geosintéticos*. s.l.:Tierra Armada: Una Alternativa para la Reducción de Deformaciones en Muros Tem con Refuerzos Geosintéticos.

Osses, R. y otros, 2019. *Suction effects on the compressibility and creep of crushable sands*. s.l.:GEO St. John's.

Ovalle, C., 2018. Role of particle breakage in primary and secondary compression of wet and dry sand. *Geotechnique Letters*, 8(2), pp. 161-164.

Ovalle, C., 2018. Role of particle Breakage in primary and secondary compression of wet and dry sand. *Geotechnique Letters*, pp. 1-4.

Ovalle, C. y otros, 2015. A Review of Large Triaxial Test on Coarse Rockfill Samples.

Palma, C., Linero, S. & Apablaza, R., 2009. Caracterización geotécnica de materiales de lastre en botaderos de gran altura mediante ensayos triaxiales y odométricos de gran tamaño. *III Conferencia Sudamericana de Ingenieros Geotécnicos, Córdoba, Argentina*.

PETRUS, 2017. *Caracterización de Suelo Plataforma para Silo de Distribución Fundaciones de Silo, TEM y Motores - PMCHS*, Chuquicamata, II Región. Chile: s.n.

PETRUS, 2018. *CORREA PILA MINA 63433-CTR-001 PROYECTO PMCHS*, Chuquicamata, II Región. Chile: s.n.

PLAXIS, 2019. *Material Models Manual*, s.l.: s.n.

PLAXIS, 2019. *PLAXIS 2D Reference Manual*.

Rebolledo, J., León, R. & De Carvalho, J. C., 2019. Obtaining the Mechanical Parameters for the Hardening Soil Model of Tropical Soils in the City of Brasilia. *Soils and Rocks*, 42(1), pp. 61-74.

Sáez, E., 2018. Ejemplos de Elasto-plasticidad. *IEG-3680: Modelación Computacional en Geotecnia*.

Sáez, E., 2018. Ejemplos de Elasto-plasticidad. *IEG-3680: Modelos Constitutivos de Plaxis*.

Sanz, F. A., 2015. *Modelación Numérica del Comportamiento Mecánico de Lastres Incorporando Ruptura de Partículas*. s.l.: Departamento de Ingeniería Estructural y Geotecnia, Pontificia Universidad Católica de Chile.

SK, 2018. *Control de Asentamiento - Silo de Distribución / Sistema Motriz / Muros Tem N°1 y N°2*, Chile: s.n.

**ANEXOS**

## ANEXO A: UBICACIÓN DEL ÁREA DEL PROYECTO



Figura: Ubicación de Proyecto Chuquicamata Subterráneo. (PETRUS, 2017)

**ANEXO B: MEDICIONES DE ASENTAMIENTOS EN CAMPO**

LECTURA	FECHA	DIAS	PUNTOS - MEDICIÓN (mm)								
			1	2	3	4	5	6	7	8	9
LECTURA 0	1-oct	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
LECTURA 1	4-oct	3	7	-25	-25	7	0	0	3	4	-31
LECTURA 2	11-oct	10	1	-35	-34	2	-12	-10	-7	-8	-39
LECTURA 3	14-oct	13	0	-37	-35	2	-18	-15	-13	-13	-43
LECTURA 4	18-oct	17	0	-39	-38	2	-23	-20	-16	-15	-45
LECTURA 5	21-oct	20	0	-42	-40	1	-29	-29	-24	-20	-49
LECTURA 6	25-oct	24	-2	-47	-45	-1	-35	-36	-30	-25	-51
LECTURA 7	28-oct	27	-2	-47	-45	-1	-35	-36	-32	-26	-51
LECTURA 8	29-oct	28	-2	-47	-45	-1	-37	-37	-34	-28	-51
LECTURA 9	1-nov	31	-2	-49	-47	-1	-43	-44	-41	-34	-54
LECTURA 10	4-nov	34	-2	-54	-51	-1	-43	-44	-53	-42	-60
LECTURA 11	8-nov	38	-2	-54	-54	-1	-59	-70	-62	-58	-63
LECTURA 12	15-nov	45	-3	-59	-58	-2	-64	-80	-72	-58	-65
LECTURA 13	18-nov	48	-3	-59	-60	-4	-67	-86	-77	-58	-67
LECTURA 14	22-nov	52	-3	-61	-60	-4	-69	-88	-79	-60	-68
LECTURA 15	25-nov	55	-3	-62	-61	-4	-74	-94	-85	-66	-72
LECTURA 16	2-dic	63	-3	-65	-64	-4	-76	-101	-91	-69	-72
LECTURA 17	6-dic	67	-3	-66	-65	-4	-81	-105	-97	-73	-76
LECTURA 18	9-dic	70	-3	-67	-67	-5	-82	-107	-99	-75	-77
LECTURA 19	12-dic	73	-3	-68	-67	-5	-85	-109	-102	-77	-78
LECTURA 20	14-dic	76	-5	-71	-70	-5	-86	-110	-102	-79	-80
LECTURA 21	15-dic	77	-6	-72	-72	-6	-86	-110	-103	-79	-80
LECTURA 22	16-dic	78	-7	-72	-72	-7	-88	-111	-103	-80	-80
LECTURA 23	19-dic	81	-7	-72	-72	-7	-88	-114	-106	-80	-81
LECTURA 24	20-dic	82	-7	-72	-72	-7	-88	-115	-107	-81	-81
LECTURA 25	21-dic	83	-7	-72	-72	-7	-88	-115	-107	-81	-81
LECTURA 26	22-dic	84	-7	-72	-72	-7	-88	-115	-107	-81	-81
LECTURA 27	23-dic	85	-7	-72	-72	-7	-88	-115	-107	-81	-81
LECTURA 28	24-dic	86	-7	-72	-72	-7	-88	-115	-107	-81	-81
LECTURA 29	25-dic	87	-7	-72	-72	-7	-88	-115	-107	-81	-81
LECTURA 30	28-dic	90	-7	-72	-72	-7	-89	-115	-107	-81	-81
LECTURA 31	30-dic	92	-7	-72	-72	-7	-90	-116	-108	-83	-82
LECTURA 32	1-ene	93	-7	-72	-72	-7	-91	-118	-108	-84	-82
LECTURA 33	3-ene	95	-7	-75	-75	-7	-91	-119	-111	-86	-85
LECTURA 34	5-ene	97	-7	-75	-75	-7	-91	-119	-112	-86	-85
LECTURA 35	7-ene	99	-7	-75	-75	-7	-91	-119	-112	-86	-85
LECTURA 36	9-ene	101	-7	-75	-75	-7	-92	-120	-113	-86	-85
LECTURA 37	11-ene	103	-7	-75	-75	-7	-93	-121	-113	-86	-85

LECTURA 38	13-ene	105	-7	-75	-75	-7	-93	-121	-113	-86	-85
LECTURA 39	15-ene	107	-7	-75	-75	-7	-93	-121	-113	-86	-85
LECTURA 40	17-ene	109	-7	-76	-76	-7	-93	-121	-114	-87	-85
LECTURA 41	20-ene	112	-7	-77	-77	-7	-93	-122	-115	-88	-86
LECTURA 42	22-ene	114	-7	-78	-77	-7	-93	-123	-115	-88	-86
LECTURA 43	24-ene	116	-7	-78	-77	-7	-93	-123	-115	-88	-86
LECTURA 44	26-ene	118	-7	-78	-77	-7	-93	-123	-115	-88	-86
LECTURA 45	30-ene	120	-7	-78	-77	-7	-93	-124	-116	-89	-86
LECTURA 46	1-feb	122	-7	-78	-78	-7	-93	-124	-117	-90	-87
LECTURA 47	3-feb	124	-7	-78	-78	-7	-93	-124	-117	-90	-87
LECTURA 48	6-feb	127	-7	-79	-79	-7	-93	-124	-118	-91	-88
LECTURA 49	10-feb	131	-7	-81	-82	-7	-93	-128	-123	-96	-90
LECTURA 50	12-feb	133	-7	-81	-82	-7		-128	-123	-96	-91
LECTURA 51	14-feb	135	-7	-81	-82	-7		-128	-123	-96	-91
LECTURA 52	17-feb	138	-7	-81	-82	-7		-128	-123	-96	-91
LECTURA 53	19-feb	140	-7	-81	-82	-7		-128	-123	-96	-91
LECTURA 54	23-feb	144	-7	-81	-82	-7		-128	-123	-96	-91
LECTURA 55	26-feb	147	-7	-81	-82	-7		-128	-123	-96	-91
LECTURA 56	28-feb	149	-7	-81	-82	-7		-128	-123	-96	-91
LECTURA 57	2-mar	151	-8	-82	-83	-8		-129	-124	-97	-92
LECTURA 58	4-mar	154	-9	-83	-84	-9		-130	-125	-99	-93
LECTURA 59	6-mar	156	-9	-83	-84	-9		-130	-125	-99	-93
LECTURA 60	8-mar	158	-9	-83	-84	-9		-130	-125	-99	-93
LECTURA 61	11-mar	161	-9	-83	-84	-9		-130	-125	-99	-93
LECTURA 62	14-mar	164	-9	-83	-84	-9		-130	-125	-99	-93
LECTURA 63	16-mar	166	-9	-83	-84	-9		-131	-126	-99	-93
LECTURA 64	22-mar	172	-9	-84	-85	-9		-132	-127	-100	-94
LECTURA 65	24-mar	174	-9	-84	-85	-9		-132	-127	-100	-94
LECTURA 66	27-mar	177	-9	-84	-85	-9		-132	-127	-100	-94
LECTURA 67	29-mar	179	-9	-84	-85	-9		-132	-127	-100	-94
LECTURA 68	31-mar	181	-9	-84	-85	-9		-132	-127	-100	-94

**ANEXO C: MEDICIONES TOPOGRÁFICAS DE ASENTAMIENTOS**

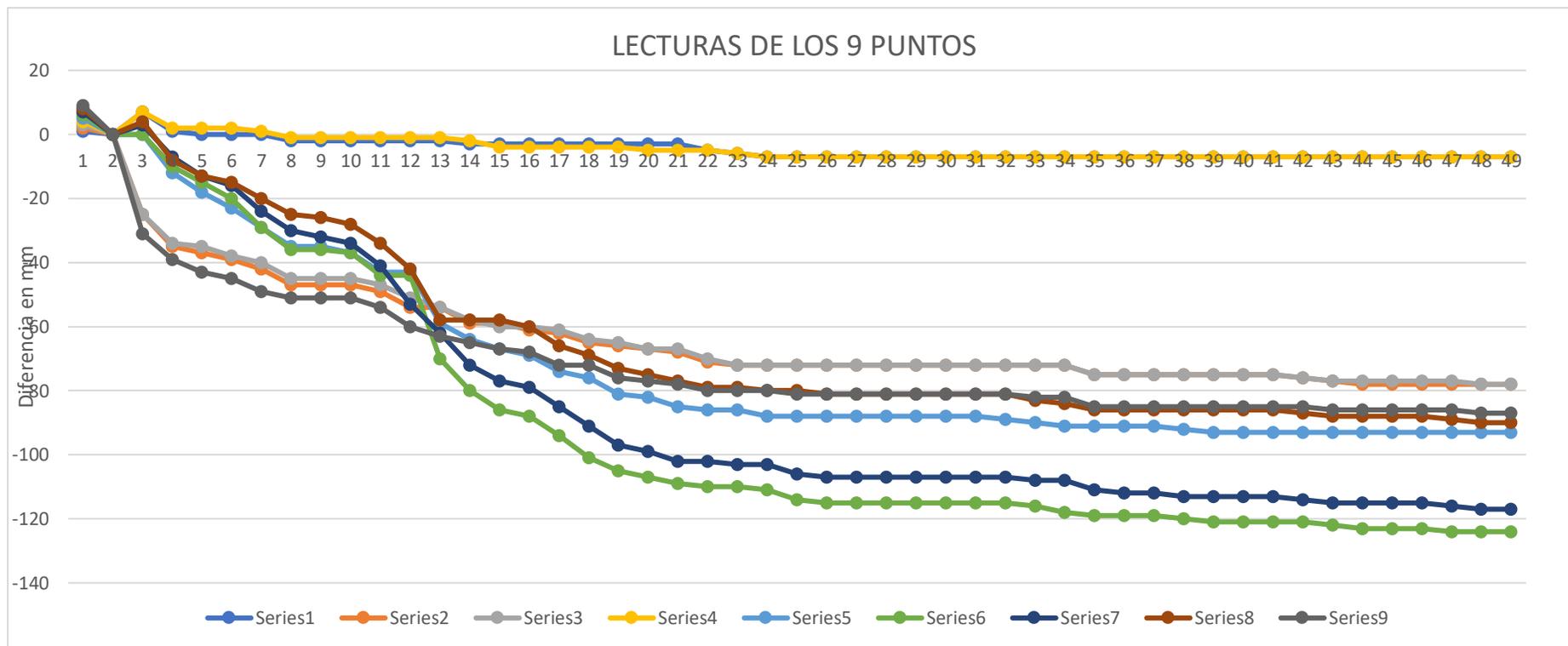
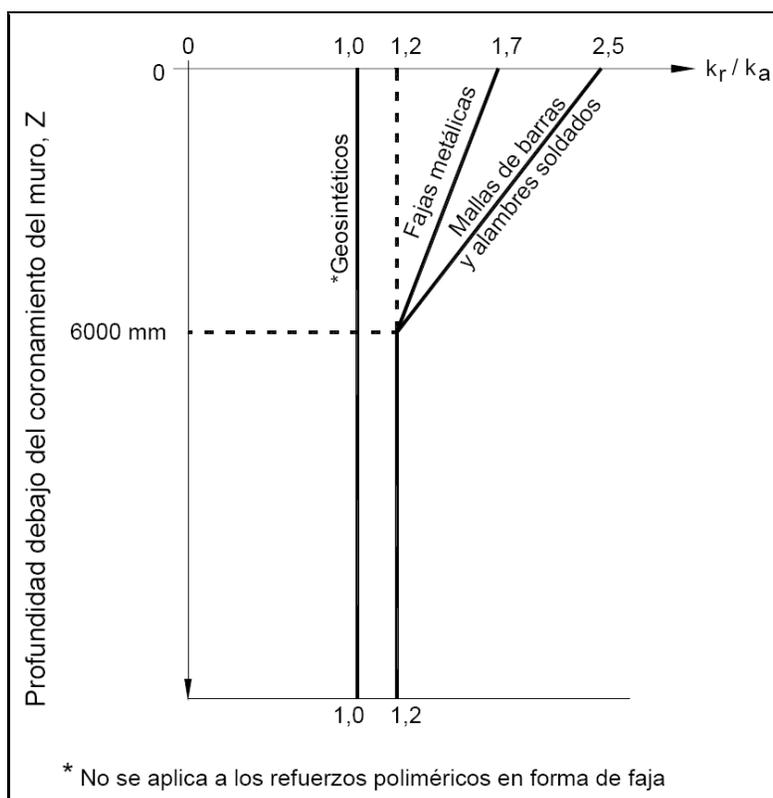


Figura: Asentamiento topográfico en cada punto de control (SK, 2018)

## ANEXO D: COEFICIENTE DE PRESIÓN LATERAL K

Variación del coeficiente de relación de presión lateral ( $K_r/K_a$ ) con la profundidad en un muro de Tierra Armada (Elias and Christopher, 1997; AASHTO; 2002; & after AASHTO, 2007) MSEW (FHWA, 2009)



## ANEXO E: OPTIMIZACIÓN DE PARÁMETROS EN SOIL TEST

Resultados de Optimización de parámetro en módulo Soft Soil Creep

Presión de confinamiento: 100 kPa

Configuración: Ajustado

Parameter optimisation

Select parameters > Select curves > Settings > **Resulting parameters** > Resulting charts

- Optimised parameters can be copied to material set

Name	Min value	Value	Max value	Units	Optimal	Sensitivity
$\lambda^*$ (lambda*)	0.03000	0.03000	0.04400		<b>0.03110</b>	100 %
$\mu^*$	1.000E-3	1.000E-3	4.000E-3		<b>1.108E-3</b>	3.17 %
$\kappa^*$ (kappa*)	0.01300	0.01500	0.01700		<b>0.01694</b>	29.2 %
$V_{ur}$		0.1500			<b>0.1500</b>	0.00 %
$K_0^{nc}$		0.3707			<b>0.3707</b>	0.00 %
M		1.868			<b>1.868</b>	0.00 %
$c'_{ref}$	0.000	0.000	5.000 kN/m <sup>2</sup>		<b>2.792</b>	10.4 %
$\phi'$ (phi)	35.00	39.00	39.00 °		<b>36.38</b>	45.2 %
$\psi$ (psi)	-1.000	6.000	6.000 °		<b>4.896</b>	46.5 %
$Y_{unsat}$		19.82		kN/m <sup>3</sup>	<b>19.82</b>	0.00 %
$Y_{sat}$		19.82		kN/m <sup>3</sup>	<b>19.82</b>	0.00 %

Relative error **16.6 %**

## ANEXO F: OPTIMIZACIÓN DE PARÁMETROS EN SOIL TEST

Resultados de Optimización de parámetro en módulo Soft Soil Creep

Presión de confinamiento: 100 y 200 kPa

Configuración: Media

Parameter optimisation

Select parameters > Select curves > Settings > **Resulting parameters** > Resulting charts

 - Optimised parameters can be copied to material set

Name	Min value	Value	Max value	Units	Optimal	Sensitivity
$\lambda^*$ (lambda*)	0.03000	0.03000	0.04400		<b>0.03829</b>	8.37 %
$\mu^*$	1.000E-3	1.000E-3	4.000E-3		<b>1.312E-3</b>	74.9 %
$\kappa^*$ (kappa*)	0.01300	0.01500	0.01700		<b>0.01697</b>	52.0 %
$v'_{ur}$		0.1500			<b>0.1500</b>	0.00 %
$K_0^{nc}$		0.3707			<b>0.3707</b>	0.00 %
M		1.868			<b>1.868</b>	0.00 %
$c'_{ref}$	0.000	0.000	5.000	kN/m <sup>2</sup>	<b>3.656</b>	35.2 %
$\phi'$ (phi)	35.00	39.00	39.00	°	<b>35.09</b>	100 %
$\psi$ (psi)	2.000	5.000	6.000	°	<b>3.812</b>	7.39 %
$Y_{unsat}$		19.82		kN/m <sup>3</sup>	<b>19.82</b>	0.00 %
$Y_{sat}$		19.82		kN/m <sup>3</sup>	<b>19.82</b>	0.00 %

Relative error **28.3 %**