



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS TERMOACTIVAS,
CON ÉNFASIS EN PILAS DE ENERGÍA

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
DAVID FRANCISCO BARBA GALDÁMEZ

TUTOR PRINCIPAL:
DRA. NORMA PATRICIA LÓPEZ ACOSTA, INSTITUTO DE INGENIERIA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX., ENERO DE 2018

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Gabriel Auvinet Guichard
Secretario: Dr. Efraín Ovando Shelley
Vocal: Dra. Norma Patricia López Acosta
1 er. Suplente: Dr. Rigoberto Rivera Constantino
2 do. Suplente: M. en I. Walter Iván Paniagua Zavala

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA

TUTOR DE TESIS:

DRA. NORMA PATRICIA LÓPEZ ACOSTA

FIRMA

AGRADECIMIENTOS

A Dios por tanto bien recibido.

A mi familia y a Gabriela por su cariño y apoyo incondicional.

A México y a la Universidad Nacional Autónoma de México por brindarme la oportunidad de continuar mis estudios.

A la Dra. Norma Patricia López Acosta por incluirme en su grupo de trabajo, así como por la confianza, consejos y apoyo brindado durante la realización de este trabajo.

A los sinodales Dr. Gabriel Auvinet Guichard, Dr. Efraín Ovando Shelley, Dr. Rigoberto Rivera Constantino y M. en I. Walter Paniagua Zavala por el tiempo invertido en la revisión de este trabajo.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por la beca otorgada para realizar mis estudios de maestría.

Al Instituto de Ingeniería por el espacio de trabajo y la beca otorgada para la culminación de esta tesis.

A todos mis amigos, compañeros de generación y del Instituto de Ingeniería.

ÍNDICE

RESUMEN	v
NOTACIÓN	vii
1. INTRODUCCIÓN	1
2. ESTRUCTURAS TERMOACTIVAS Y LAS PILAS DE ENERGÍA.....	5
2.1. Bombas de calor geotérmico (BCG)	5
2.1.1. Componentes de las bombas de calor geotérmico.....	6
2.1.2. Aspectos teóricos del funcionamiento de una bomba de calor.....	7
2.1.3. Principios de operación de las bombas de calor geotérmico	9
2.1.4. Variación de la temperatura en el suelo.....	10
2.1.5. Usos en México	11
2.2. Conceptos generales de las estructuras termoactivas	13
2.2.1. Beneficios y limitaciones de las estructuras termoactivas.....	14
2.2.2. Proceso constructivo de pilas de energía	14
2.3. Proceso de transferencia de calor	16
2.3.1. Mecanismos de transferencia de calor en suelos	16
2.3.2. Transferencia de calor en pilas de energía.....	19
2.3.3. Determinación de las propiedades térmicas del suelo	19
2.4. Comportamiento termo-mecánico de pilas de energía.....	24
2.4.1. Pruebas de carga <i>in situ</i>	25
2.4.2. Modelos en centrífuga	29
2.4.3. Deformaciones y esfuerzos térmicos en pilas de energía	32
2.4.4. Modelos conceptuales.....	33
2.5. Efectos de los cambios de temperatura en el comportamiento mecánico de los suelos	36

2.5.1. Cambios volumétricos	36
2.5.2. Comportamiento en condiciones no drenadas	38
2.5.3. Esfuerzo de preconsolidación y parámetros de compresibilidad.....	38
2.5.4. Resistencia al corte y módulo de Young	42
2.6. Métodos de análisis de pilas de energía	43
2.6.1. Reglas empíricas.....	43
2.6.2. Modelos desacoplados.....	43
2.6.3. Modelos termo-hidro-mecánicos.....	45
2.7. Diseño de estructuras termoactivas	45
2.7.1. Consideraciones geotécnicas generales	46
2.7.2. Normas y guías para el diseño de estructuras termoactivas	47
3. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO TERMO-MECÁNICO DE PILAS DE ENERGÍA CON MODELOS NUMÉRICOS ACOPLADOS	49
3.1. Bases para el desarrollo de análisis termo-hidro-mecánicos acoplados	50
3.1.1. Formulación matemática	50
3.1.2. Metodología de análisis aplicada.....	52
3.2. Consideraciones generales de los análisis realizados.....	54
3.2.1. Estratigrafía del sitio de estudio	54
3.2.2. Geometría de la pila analizada.....	55
3.2.3. Propiedades de los materiales supuestas en los cálculos	55
3.2.4. Condiciones iniciales.....	57
3.2.5. Características del modelo numérico y condiciones de frontera	57
3.3. Determinación de la capacidad de carga axial de la pila en estudio.....	58
3.3.1. Métodos empíricos	58
3.3.2. Modelado numérico.....	60
3.3.3. Interpretación de resultados.....	62
3.4. Análisis paramétricos	62

3.5. Comportamiento transitorio de las pilas de energía	68
3.5.1. Planteamiento	68
3.5.2. Cargas térmicas estáticas	68
3.5.3. Cargas térmicas estacionales	73
3.6. Diferencias entre métodos de análisis acoplados y desacoplados.....	77
3.7. Comportamiento de las pilas de energía ante cargas accidentales	79
4. CONCLUSIONES GENERALES Y RECOMENDACIONES.....	83
4.1. Conclusiones.....	83
4.2. Recomendaciones.....	85
REFERENCIAS	87
ANEXO I. ANALOGÍAS ENTRE FLUJO DE AGUA Y TRANSFERENCIA DE CALOR EN LOS SUELOS	I1
ANEXO II. CALIBRACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA PARA ANÁLISIS TERMO-HIDRO-MECÁNICOS ACOPLADOS	II1
ANEXO III. MÉTODOS EMPÍRICOS PARA LA DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA AXIAL DE PILAS BASADOS EN LA PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT).....	III1
ANEXO IV. CRITERIOS PARA LA INTERPRETACIÓN DE LA CARGA ÚLTIMA EN PILAS.....	IV1
ANEXO V. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE LA PILA PROPUESTA EN LOS ANÁLISIS TERMO-HIDRO-MECÁNICOS	V1

RESUMEN

Las estructuras termoactivas, particularmente las pilas de energía, se vislumbran como una alternativa para reducir el impacto ambiental de la creciente demanda de energía para el acondicionamiento de espacios. Esta tecnología eco-amigable es un tipo de bomba de calor geotérmico (BCG) de sistema cerrado, en la cual se utilizan elementos de cimentación para extraer o inyectar energía térmica al suelo. Pese a sus múltiples beneficios, las estructuras termoactivas no se utilizan actualmente en México, en donde existe un desconocimiento generalizado de dichos sistemas.

En este sentido, el objetivo principal general de esta tesis de maestría es establecer un marco conceptual que permita comprender el funcionamiento de las estructuras termoactivas y los principales desafíos para su implementación en el país. Para ello, se presenta un panorama general del estado del arte de las estructuras termoactivas, en el cual se discuten los siguientes aspectos como: a) principios de operación de las BCG, b) procesos de transferencia de calor, c) comportamiento termo-mecánico de las pilas de energía, d) efectos de cambios de temperatura en el comportamiento mecánico de los suelos, y e) métodos de análisis y diseño actuales de pilas de energía.

En la parte principal de esta tesis, se implementa una metodología para la evaluación numérica del comportamiento termo-mecánico de pilas de energía. Se destacan los modelos termo-hidro-mecánicos como la herramienta de análisis más completa para la simulación de este tipo de estructuras. La metodología propuesta se valida comprando los resultados de la simulación numérica con datos experimentales de pruebas de carga en pilas de energía efectuadas en Lambeth College y en la Universidad de Ciencia y Tecnología de Hong Kong. En general, se determina que el procedimiento propuesto permite predecir de forma satisfactoria el comportamiento termo-mecánico de las pilas de energía tanto en condiciones establecidas como transitorias. Adicionalmente, se desarrolla la simulación numérica de una pila de energía aislada considerando condiciones estratigráficas de Coatzacoalcos, Veracruz, con la finalidad de mostrar su aplicabilidad en el país. El estudio se lleva a cabo a partir de un análisis paramétricos termo-hidro-mecánicos acoplados con el código PLAXIS 2D Thermal y se evalúa el impacto de diferentes combinaciones de cargas termo-mecánicas en el comportamiento de las pilas de energía, su variación en el tiempo, así como las diferencias entre los métodos de análisis acoplados y desacoplados y la variación de los efectos térmicos ante la aplicación de cargas mecánicas accidentales.

Finalmente, se dan conclusiones de los análisis efectuados. Asimismo con base en la información recopilada se presentan recomendaciones para de futuros temas de investigación. Se espera que trabajos como éste ayuden a difundir y promover el uso de las pilas de energía en México.

ABSTRACT

Thermoactive structures, particularly energy piles, are foreseen as an alternative to reduce the environmental impact of the growing energy demand for space conditioning. This eco-friendly technology is a type of closed-loop geothermal heat pump (GHP) in which foundation elements are used to extract or inject thermal energy to the soil. Despite their multiple benefits, thermoactive structures have not been employed in Mexico, where there is a general lack of knowledge about these types of systems.

The main objective of this thesis is to establish a conceptual framework for understanding the operation of thermoactive structures and the main challenges for their use in the country. A general overview of the state of art of thermoactive structures is presented, in which the following topics are discussed: a) operational principles of GHPs, b) heat transfer mechanisms, c) thermo-mechanical behavior of energy piles, d) temperature effects on the mechanical behavior of soils, and e) analysis and design methods for energy piles.

In the main part of the thesis, a methodology for the numerical evaluation of the thermo-mechanical behavior of energy piles is implemented. The proposed methodology is validated by comparing the results of numerical simulations with experimental data of in situ test undertaken at Lambeth College and Hong Kong University of Science and Technology. Additionally, a numerical simulation of the thermo-mechanical behavior of an energy pile considering Coatzacoalcos, Veracruz conditions is presented. The fully coupled thermo-hydro-mechanical analysis are made using the finite element program PLAXIS 2D Thermal. The response of energy piles to different combination of thermal and mechanical loads, its time variation and the difference between coupled and uncoupled analysis methods are evaluated.

Finally, general conclusions and recommendations for future research topics are presented. It is expected that works like this will help to introduce and promote the use of the energy piles in Mexico.

NOTACIÓN

A	Área transversal
A_0	Amplitud máxima anual de la temperatura en la superficie
A_l	Parámetro adimensional de la calibración del cono térmico
B	Parámetro adimensional de la calibración del cono térmico
C	Capacidad específica de humedad
c_a	Capacidad calorífica del aire
c_{cv}	Capacidad calorífica volumétrica
C_f	Capacidad de carga por adherencia y/o fricción lateral
COP	Coefficiente de desempeño
C_p	Capacidad de carga por punta
c_s	Capacidad calorífica específica
c_{so}	Capacidad calorífica de la fase sólida del suelo
C_v	Coefficiente de consolidación
c_w	Capacidad calorífica del agua
d	Amortiguamiento de fluctuación anual de la temperatura
D	Diámetro de la pila
D_i	Difusividad térmica
d_i	Espesor del estrato i
E	Módulo de elasticidad o de Young
e	Relación de vacíos
f'_c	Resistencia a la compresión axial del concreto
f_p	Resistencia unitaria por punta
f_s	Resistencia unitaria en el fuste
g	Aceleración de la gravedad
h	Carga hidráulica
i_h	Gradiente hidráulico
IP	Índice de plasticidad
i_t	Gradiente térmico
J_a	Flujo de vapor
J_w	Flujo de agua

Notación

k	Conductividad hidráulica
k_a	Coefficiente de conductividad equivalente obtenido con media aritmética
K_b	Parámetro del método de Decourt
k_c	Coefficiente de conductividad o difusión
k_e	Coefficiente de conductividad equivalente
k_h	Coefficiente de conductividad equivalente obtenido con media armónica
k_{ho}	Conductividad hidráulica horizontal
k_i	Coefficiente de conductividad del estrato i
k^{int}	Conductividad hidráulica intrínseca
K_o	Coefficiente lateral de tierras en reposo
K_p	Coefficiente de empuje pasivo
k_{rel}	Conductividad hidráulica relativa
L	Longitud de la pila
$\underline{\underline{M}}$	Tensor de rigidez
$\underline{\underline{m}}$	Tensor identidad
m_v	Coefficiente de variación volumétrica
n	Porosidad
\bar{N}	Número de golpes de SPT corregidos por energía al 60% promedio en una sección de 2 m alrededor de la punta de la pila
N_{55}	Número de golpes de SPT corregido por energía al 55%
N_{60}	Número de golpes de SPT corregido por energía al 60%
$\overline{N_{60}}$	Número de golpes de SPT corregidos por energía al 60% promedio de las tres mediciones debajo de la punta de la pila
$N_{60,p}$	Número de golpes de SPT corregidos por energía al 60% promedio desde la punta hasta una profundidad igual a dos veces el diámetro de la pila
NC	Suelo normalmente consolidado
OCR	Relación de preconsolidación
P	Presión de poro
p_a	Presión de poro de aire
P_a	Presión atmosférica
P_e	Perímetro de la pila
p_w	Presión de poro de agua

Q_{total}	Carga axial total en la cimentación termoactiva
q	Tasa de flujo
q''	Tasa de transferencia de calor por conducción
Q	Carga axial en la pila
Q_a	Energía térmica absorbida
Q_b	Energía térmica transferida
q_h	Caudal
Q_M	Carga mecánica axial en la pila
q_t	Tasa de transferencia de calor
Q_T	Carga térmica axial en la pila
Q_t	Fuente de calor
$Q_{T, máx}$	Carga térmica máxima
Q_{total}	Carga total (mecánica y térmica) en la pila
$Q_{total, máx}$	Carga total máxima
Q_u	Capacidad de carga de una pila
q_s	Esfuerzo cortante en interfaz suelo-pila
q_{conv}	Tasa de transferencia de calor por convección
S	Grado de saturación
t	Tiempo
T	Temperatura
$T(z,t)$	Función de temperatura del suelo
T_0	Temperatura de referencia
t_{50}	Tiempo para alcanzar 50% de la disipación de la presión de poro o temperatura
T_a	Temperatura en medio a alta temperatura
T_b	Temperatura en medio a baja temperatura
T_c	Temperatura del contacto concreto-suelo
T_e^{prim}	Temperatura de entrada al circuito primario
T_e^{sec}	Temperatura de entrada al circuito secundario
T_f	Temperatura de fluido conductor de calor
T_m	Temperatura media en la superficie
T_{ref}	Temperatura del refrigerante
T_s^{prim}	Temperatura de salida del circuito primario

Notación

T_s^{sec}	Temperatura de salida del circuito secundario
T_{suelo}	Temperatura del suelo
T_{ti}	Temperatura de pared interior de tubería
T_{to}	Temperatura de pared exterior de tubería
v	Velocidad de descarga
\bar{v}	Vector velocidad de un medio en movimiento
V	Volumen total
V_e	Variable de estado
V_s	Volumen de sólidos
V_v	Volumen de vacíos
W	Trabajo aplicado a un sistema
z	Profundidad
α	Coefficiente de expansión térmica
α_v	Coefficiente volumétrico de expansión térmica
γ	Peso volumétrico
γ_T	Parámetro de ajuste de curva σ'_c-T
γ_w	Peso volumétrico del agua
δ	Ángulo de fricción en la interfaz suelo-concreto
Δ_c	Desplazamiento en la cabeza de la pila
ΔT	Diferencia de temperatura
ε	Deformación unitaria axial en la pila
ε^e	Deformación unitaria axial elástica
ε_L	Deformación unitaria axial térmica libre
ε_o	Deformación unitaria axial observada
ε_r	Deformación axial restringida
ε_t	Deformación unitaria axial total
ε^T	Deformación unitaria axial térmica
ε_t	Deformación unitaria axial total
ε_v	Deformación unitaria volumétrica
η	Grado de libertad de la pila de energía
λ	Conductividad térmica

$\lambda_{armónica}$	Conductividad térmica equivalente obtenida a partir de una media armónica
$\lambda_{artimética}$	Conductividad térmica equivalente obtenida a partir de una media aritmética
λ_c	Conductividad térmica del concreto
λ_f	Conductividad térmica de la fase fluida de un suelo
$\lambda_{geométrica}$	Conductividad térmica equivalente obtenida a partir de una media geométrica
λ_i	Conductividad térmica del componente i
λ_{so}	Conductividad térmica de la fracción sólida de un suelo
λ_t	Conductividad térmica de tubería
μ	Coefficiente de viscosidad del fluido
ν'	Relación de Poisson
ρ	Densidad
ρ_a	Densidad de fase gaseosa del suelo
ρ_{so}	Densidad de fase sólida del suelo
ρ_w	Densidad de fase líquida del suelo
$\underline{\sigma}$	Esfuerzo total
$\underline{\sigma}'$	Esfuerzo efectivo
σ'_c	Esfuerzo de preconsolidación
σ'_{cf}	Esfuerzo de preconsolidación a la temperatura final
σ'_{co}	Esfuerzo de preconsolidación a la temperatura de referencia
σ'_v	Esfuerzo efectivo vertical
σ_T	Esfuerzo normal térmico
φ	Ángulo de fricción
χ_a	Fracción volumétrica de la fase gaseosa de un suelo
χ_i	Fracción volumétrica del componente i del suelo
χ_s	Fracción volumétrica de la fase sólida de un suelo
χ_w	Fracción volumétrica de la fase líquida de un suelo
ω	Frecuencia radial anual

1. INTRODUCCIÓN

De acuerdo con los datos de la Secretaria de Energía (SENER), el consumo energético total¹ en México aumentó 3% durante 2015, alcanzando 5283.13 PJ². Durante ese año el consumo superó por primera vez la producción de energía primaria. La relación entre éstas ha disminuido desde 2005 a una tasa promedio anual del 3.2%, siendo el último valor reportado igual a 0.97 (SENER, 2015). Dicha tendencia ha provocado una mayor dependencia en las importaciones de insumos energéticos, especialmente carbón, para cubrir los volúmenes de energía que la población y la actividad económica nacional demandan.

Entre los campos con mayor crecimiento se encuentra el sector de las edificaciones (compuesto por las áreas residencial, comercial y pública), el cual representa un 18% del consumo energía total del país (952.06 PJ). A pesar de que la información disponible sobre el consumo final de este sector es limitada, un estudio de la Comisión Nacional para el Uso Eficiente de la Energía (CONUEE) indicó que, en 2008, aproximadamente la mitad de la energía utilizada en viviendas se destinaba para el calentamiento de agua (47%) y el acondicionamiento de espacios (3.3%). El porcentaje correspondiente a este último rubro fue mayor en las regiones con clima cálido, en donde la climatización de espacios duplicó su consumo entre los años 2002 y 2008 (De Buen *et al.*, 2011).

Esta creciente demanda energética tiene un serio impacto sobre el medio ambiente. En general, los requerimientos de climatización del país se solventan con tecnologías de bajo rendimiento energético. Éstas consumen electricidad generada primordialmente a partir de combustibles fósiles³

¹ Energía destinada al mercado interno y a las actividades productivas de la economía nacional, incluye los sectores transporte, industrial, agropecuario, residencial, comercial y público.

² 1 EJ = 10¹⁸ J, 1 PJ = 10¹⁵ J

³ Petróleo crudo, condensados, gas natural y carbón.

1. Introducción

(90.7% de la producción total de energía del país), aumentando así las emisiones de gases de efecto invernadero.

Una de las técnicas más prometedoras a nivel mundial para responder a la demanda de energía para el acondicionamiento de espacio y el calentamiento de agua son las Bombas de Calor Geotérmico (BCG). Las BCG son máquinas térmicas capaces de utilizar la diferencia de temperatura entre el suelo y el ambiente para la calefacción o enfriamiento de edificios. Las BCG emplean energía eléctrica para transferir calor del subsuelo a la edificación o viceversa, aprovechando las condiciones térmicas relativamente estables del subsuelo a lo largo del año para reducir sus costos de operación. Debido a estas características, las BCG fueron denominadas por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos de América (EPA, por sus siglas en inglés) como una de las opciones de climatización más eficientes desde el punto de vista energético, ambiental y económico (L'Ecuyer *et al.*, 1993).

Aunque el uso de las BCG se ha extendido en diversos países, principalmente europeos, su implementación en México se ha visto restringida debido a sus altos costos iniciales (Lund *et al.*, 2011). Una alternativa para superar esta limitación son las denominadas estructuras termoactivas. Éstas consisten en elementos de cimentación (pilotes, pilas, losas, muros, etc.) equipados con un sistema cerrado de tuberías que les permite funcionar como intercambiador de calor de una BCG. Al utilizar elementos inicialmente requeridos por razones estructurales, las estructuras termoactivas permiten disminuir los costos de instalación asociados a los sistemas tradicionales. La aplicación más común de estos sistemas y principal punto de estudio del presente trabajo de investigación son las denominadas pilas de energía, es decir pilas que funcionan como intercambiadores de calor.

Pese a que las primeras aplicaciones de las estructuras termoactivas se remontan a la década de los ochenta (Brandl, 2006), en la actualidad aún no se cuenta con una metodología de análisis y diseño que permita considerar los diferentes mecanismos físicos que se llevan a cabo durante su funcionamiento. En operación, las estructuras termoactivas y el suelo que las circunda se expanden y contraen en respuesta al intercambio de calor con la edificación. Dichos ciclos térmicos ocasionan deformaciones y esfuerzos adicionales que deben considerarse en el diseño de la cimentación (Abuel-Naga *et al.*, 2015). Por otra parte, datos experimentales han demostrado que las principales propiedades mecánicas de los suelos dependen de la temperatura.

La modelación numérica del comportamiento de una estructura termoactiva demanda la implementación de análisis termo-hidro-mecánicos (THM) acoplados. Estos estudios no son comunes en la práctica de la ingeniería geotécnica, y su desarrollo requiere la determinación y manejo de propiedades térmicas de los suelos. Lo anterior representa una limitación para la implementación de esta tecnología en el medio geotécnico, ya que el diseñador debe incursionar en un área de conocimiento diferente a la de su formación inicial. En años recientes, se han propuesto metodologías de análisis desacopladas que permiten evaluar de forma aproximada la interacción suelo-estructura sin considerar la transmisión de calor en el medio (Knellwolf *et al.*, 2011; Suryatriyastuti *et al.*, 2014; Yavari *et al.*, 2014; Pasten y Santamarina, 2014). Éstas

consideran que el suelo es inerte ante cambios de temperatura y evalúan únicamente los cambios volumétricos de la pila, los cuales se suponen termo-elásticos. A pesar de su creciente popularidad, diversos autores (Bourne-Webb *et al.*, 2016a; Gawecka *et al.*, 2017) han señalado las importantes limitaciones que dichos procedimientos presentan para la correcta predicción de esfuerzos y deformaciones causadas por efectos térmicos.

El objetivo general de esta tesis es establecer un marco conceptual que permita comprender el funcionamiento de las estructuras termoactivas y los principales desafíos para su implementación en México, con énfasis en las pilas de energía. En este sentido, el presente trabajo pretende por una parte contribuir a la difusión de las estructuras termoactivas en el país y, por otra, identificar futuros temas de investigación que permitan facilitar la implementación de esta tecnología en México.

El documento está organizado en cuatro capítulos, incluyendo la introducción. En el segundo capítulo se presenta una revisión bibliográfica sobre el funcionamiento de las estructuras termoactivas. Al respecto, se describen los componentes y principios de operación de las BCG, así como su factibilidad de aplicación en México. Adicionalmente, se detallan los beneficios y limitaciones de las estructuras termoactivas, y su proceso constructivo. Luego, se discuten los mecanismos de transferencia de calor en los suelos y en las pilas de energía, enfocándose en las principales propiedades térmicas que describen su comportamiento y sus métodos de determinación. Enseguida, se analizan los efectos de los cambios de temperatura en el comportamiento mecánico de las pilas de energía y los suelos. Por último, se exponen los diferentes métodos para el análisis y diseño de esta tecnología, junto con sus principales hipótesis y limitaciones.

En el tercer capítulo se implementa el modelado numérico de una pila de energía considerando condiciones estratigráficas de Coatzacoalcos, Veracruz. Para ello se desarrollan análisis termo-hidro-mecánicos acoplados utilizando el programa de elementos finitos PLAXIS 2D Thermal. En este apartado se estudia la variación en el tiempo del comportamiento de una pila de energía sometida a cargas térmicas estáticas y estacionales. Asimismo se analizan las diferencias entre los métodos de análisis acoplados y desacoplados, señalando sus principales implicaciones en el estudio y diseño de este tipo de estructuras. Finalmente se efectúa un análisis paramétrico de la respuesta de una pila de energía ante diferentes combinaciones de cargas mecánicas y térmicas.

En el último capítulo se presentan las conclusiones generales y las recomendaciones respecto a futuros trabajos de investigación.

2. ESTRUCTURAS TERMOACTIVAS Y LAS PILAS DE ENERGÍA

2.1. Bombas de calor geotérmico (BCG)

Las Bombas de Calor Geotérmico (BCG) son máquinas térmicas capaces de utilizar el gradiente de temperatura entre el suelo y el ambiente para la climatización de espacios y el abastecimiento de agua caliente doméstica (García y Martínez, 2012). Las BCG se diseñan para operar a pocos metros de profundidad (0-50 m) y su funcionamiento se basa en que, a partir de cierto nivel, la temperatura del suelo permanece constante durante todo el año, lo que permite utilizar al terreno como una fuente o sumidero de calor (Suryatriyastuti *et al.*, 2012). Esta tecnología forma parte de los denominados usos directos de la energía geotérmica, específicamente de los recursos de baja entalpía (temperaturas inferiores a 30°C) como se muestra en la Figura 2.1.

Las BCG se clasifican en dos tipos: sistemas abiertos y cerrados. En los sistemas abiertos la transferencia de calor entre la edificación y el suelo se efectúa de forma directa a través de la extracción de agua subterránea y su posterior reinyección. En los sistemas cerrados, en cambio, la transferencia de calor se desarrolla de forma indirecta a partir de un sistema cerrado de tuberías. A pesar de que los sistemas abiertos requieren inversiones iniciales menores, su uso se ha visto limitado debido a restricciones medioambientales. Los sistemas cerrados, por otra parte, son más versátiles y económicamente más rentables a largo plazo.

Según Mimouni (2014), las BCG pueden operarse de dos maneras: 1) inyección/extracción pura, o 2) almacenamiento de calor estacional. En los sistemas de inyección/extracción pura, el flujo de calor es unidireccional (extracción durante invierno o inyección en verano) permitiendo que el suelo regrese a su condición térmica inicial cuando el acondicionamiento no es requerido. El proceso de recuperación natural es de vital importancia, ya que un calentamiento o enfriamiento excesivo del suelo puede reducir la eficiencia de la BCG. De acuerdo con Brandl (2006), este tipo

2. Estructuras termoactivas y las pilas de energía

de sistema es recomendable en suelos de alta permeabilidad en presencia de flujo de agua con elevados gradientes hidráulicos. Por otra parte, los sistemas estacionales inducen variaciones cíclicas anuales en la temperatura del suelo, creando un equilibrio térmico durante un período completo de calefacción-enfriamiento. En consecuencia, son los mecanismos más sustentables y con mayor rentabilidad económica. Su aplicación se facilita en suelos saturados con permeabilidad baja en presencia de flujo de agua con bajos gradientes hidráulicos.

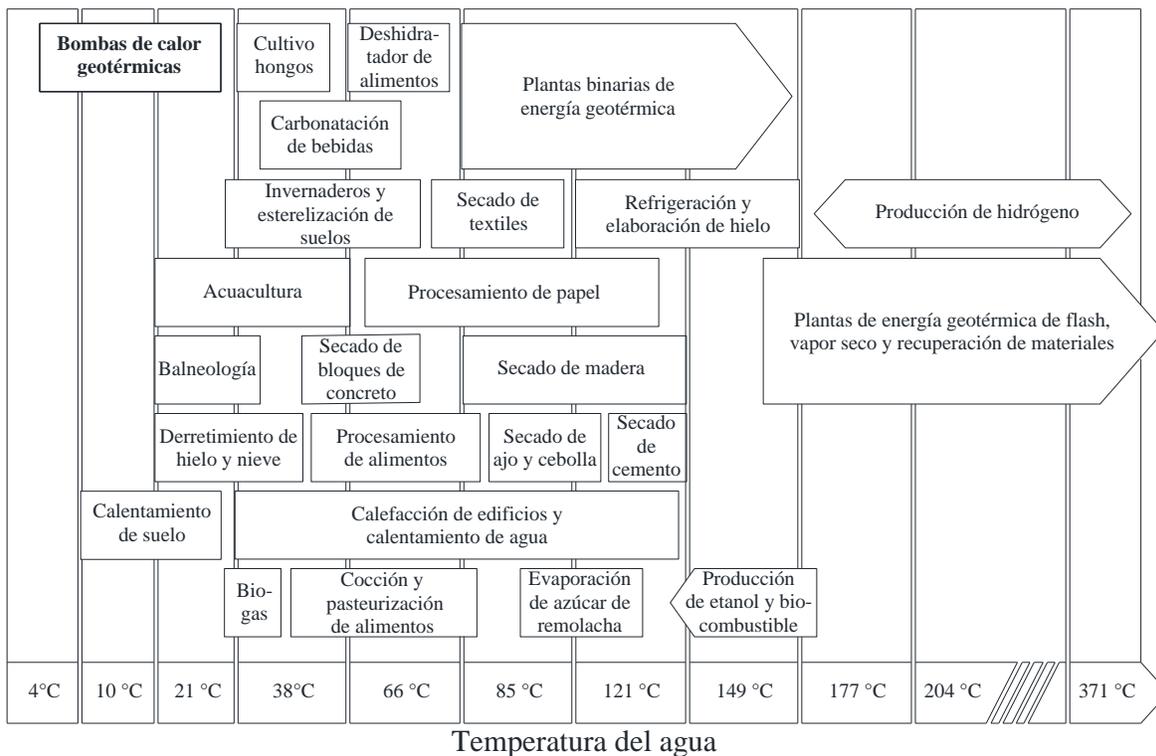


Fig. 2.1 Usos de la energía geotérmica de acuerdo con la temperatura del agua (adaptado de Geothermal Education Office, 2000)

2.1.1. Componentes de las bombas de calor geotérmico

Las bombas de calor geotérmico constan de tres componentes básicos (Figura 2.2): 1) circuito primario, 2) circuito secundario, y 3) bomba de calor. El circuito primario consiste en un sistema cerrado de tuberías instalado dentro de elementos en contacto con el terreno. A través de estas tuberías se bombea un fluido conductor de calor (agua, mezclas de agua con anticongelante o soluciones salinas) que permite el intercambio de energía con el suelo. El circuito secundario está conformado por una red cerrada de tuberías de calefacción que se incrustan en los pisos y las paredes de la edificación (Brandl, 2013). Ambos circuitos se conectan a través de una bomba de calor que se encarga de ajustar la temperatura a niveles útiles para la climatización de las edificaciones y de la transferencia de calor entre los componentes (Brandl, 2006).

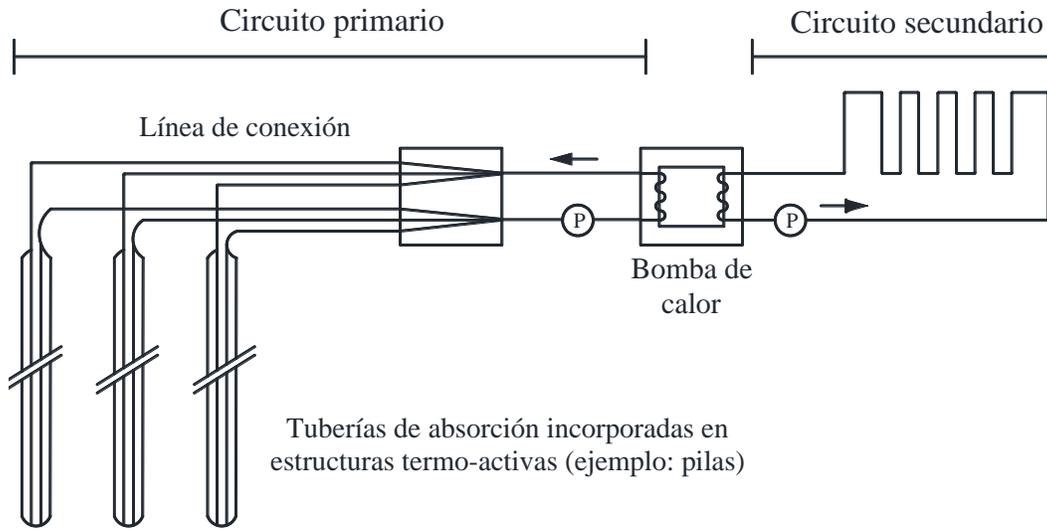


Fig. 2.2 Componentes de una Bomba de Calor Geotérmico (adaptado de Brandl, 2006)

2.1.2. Aspectos teóricos del funcionamiento de una bomba de calor

Una bomba de calor es una máquina térmica compuesta por un circuito de expansión-compresión que se encarga de transmitir calor de un foco de baja temperatura hacia otro de mayor temperatura a partir del suministro de una pequeña cantidad de energía eléctrica (Sauer y Howell, 1983). Su funcionamiento se muestra de forma esquemática en la Figura 2.3.

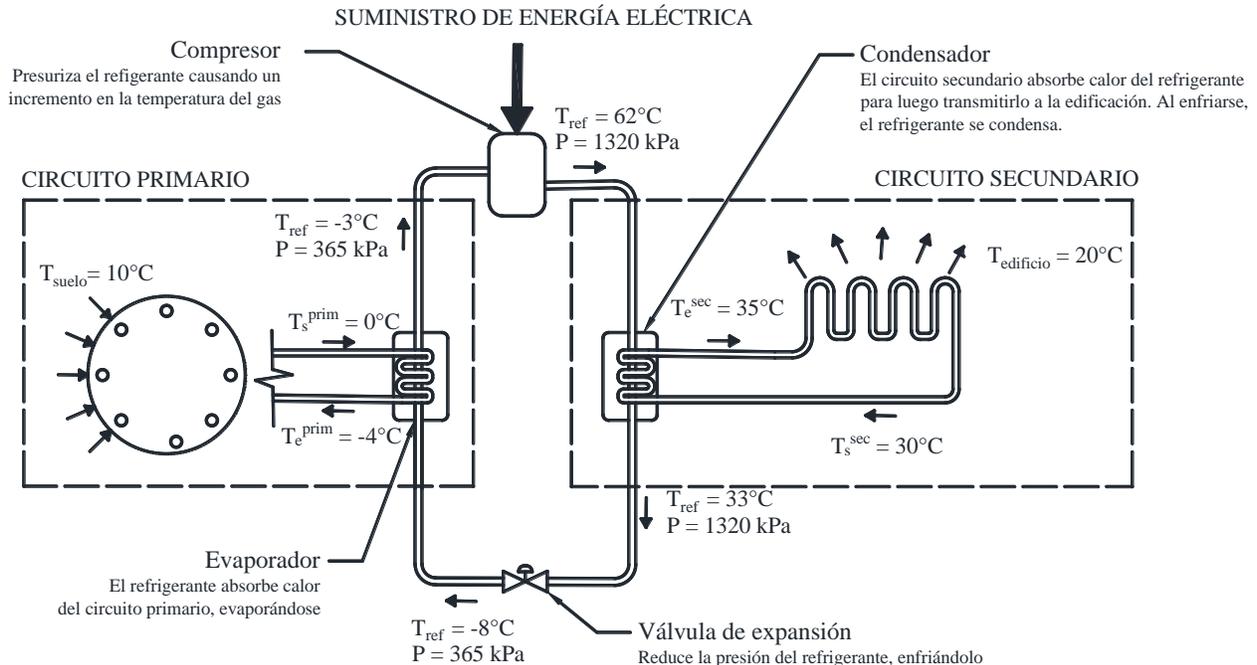


Fig. 2.3 Esquema de funcionamiento de una bomba de calor

En modo de calefacción, el calor fluye de una fuente (suelo, agua o aire) hacia un fluido refrigerante, evaporándolo. El vapor se traslada hasta el compresor, en donde se incrementan su

2. Estructuras termoactivas y las pilas de energía

presión y temperatura. Posteriormente, el gas se utiliza para aumentar la temperatura del agua que fluye a través de un segundo circuito (foco de alta temperatura que distribuye el calor a la edificación). La extracción de calor produce que el refrigerante regrese a su fase líquida. Por último, el refrigerante atraviesa una válvula de expansión donde se reduce su presión y temperatura, iniciando así un nuevo ciclo (Meyer *et al.*, 2011). La principal ventaja de este método es que, al hacer uso de la energía existente en el foco frío, requiere una aportación relativamente pequeña de energía eléctrica para obtener calor (ATECYR, 2012).

La eficiencia energética de las bombas de calor se cuantifica a través del coeficiente de desempeño (*COP*, por sus siglas en inglés), el cual se define como:

$$COP = \frac{\text{Energía obtenida [kW]}}{\text{Energía eléctrica suministrada a la bomba [kW]}} \quad (2.1)$$

El valor del *COP* depende de la diferencia de temperatura entre los medios. Al hacer un balance de energía del sistema se obtiene:

$$Q_a = Q_b + W \quad (2.2)$$

donde Q_a es la energía térmica absorbida por el medio de alta temperatura, Q_b la energía térmica transferida por el medio de baja temperatura y W el trabajo aplicado al sistema. En función de lo anterior, la Ec. (2.1) puede reescribirse como:

$$COP = \frac{Q_a}{W} = \frac{Q_a}{Q_a - Q_b} = \frac{1}{1 - Q_b/Q_a} \quad (2.3)$$

La relación entre la energía térmica transferida y absorbida (Q_b/Q_a) puede sustituirse por los cocientes de las temperaturas absolutas (en escala Kelvin) de los medios de temperatura baja y alta (T_b/T_a). De esta forma, el *COP* queda definido por:

$$COP = \frac{1}{1 - T_b/T_a} \quad (2.4)$$

El valor obtenido con la ecuación anterior representa el *COP* más alto que puede alcanzar una bomba de calor que opera entre los límites de temperatura T_b y T_a . Una bomba de calor real opera con *COP* menores a éstos. De la Ec. (2.4) se observa que entre mayor sea la diferencia de temperaturas entre los medios, menor será la eficiencia del sistema (Çengel y Boles, 2006). Los valores de *COP* de las BCG siempre son mayores a 1. Esto se debe a la ganancia neta de energía transferida del foco de baja temperatura hacia el medio de alta temperatura (Meyer *et al.*, 2011). De acuerdo con Brandl (2006), por razones económicas los valores de *COP* deben ser mayores o iguales a 4.

Conceptualmente, el funcionamiento de una bomba de calor es similar al de una bomba hidráulica. Ambas se encargan de generar un flujo de regiones de bajo potencial hacia regiones de alto

potencial (Banks, 2012) y su eficiencia se reduce en la medida que la diferencia de potencial en los medios aumenta. La Figura 2.4 compara esquemáticamente dichos equipos.

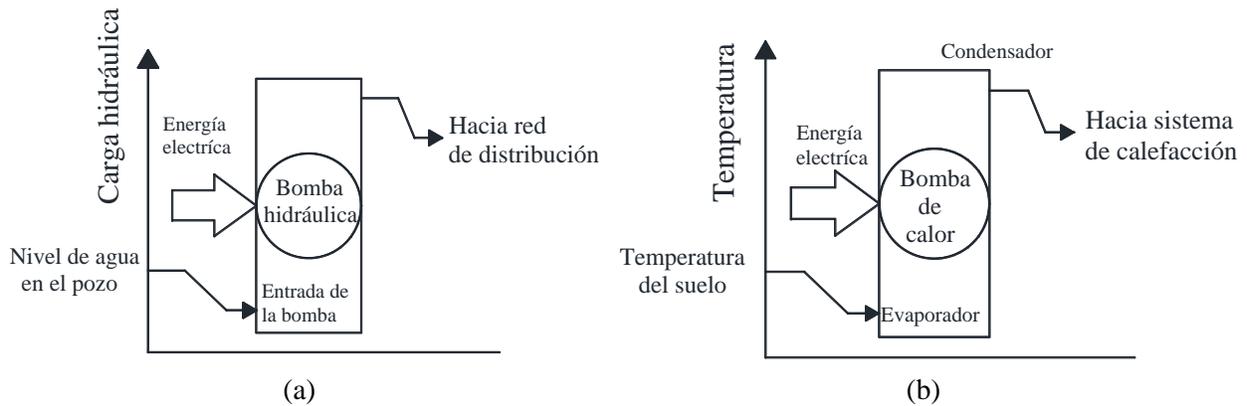


Fig. 2.4 Representación conceptual del funcionamiento de: a) bomba hidráulica, y b) bomba de calor (adaptado de Banks, 2012)

2.1.3. Principios de operación de las bombas de calor geotérmico

Por su principio de operación, una BCG es simplemente una bomba de calor que transfiere energía entre el interior de una edificación y el suelo. Para calentar en invierno, se extrae energía térmica del terreno (fuente) a través del circuito primario y se transfiere al interior de la edificación con el circuito secundario (Fig. 2.5a). En cambio, para refrigeración se utiliza el circuito secundario para extraer calor de la edificación y se inyecta al suelo (sumidero) por medio del circuito primario (Fig 2.5b) (ATECYR, 2012).

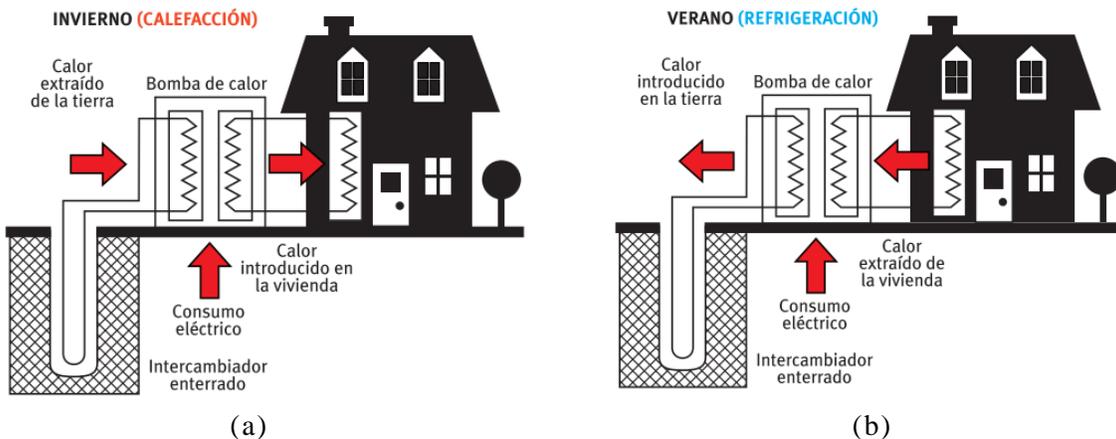


Fig. 2.5 Esquema de funcionamiento de una bomba de calor geotérmico: a) calefacción, b) refrigeración (ATECYR, 2012)

El uso del suelo como fuente o sumidero de calor presenta múltiples ventajas. La principal es que, a partir de los 10 o 15 m de profundidad, su temperatura es aproximadamente invariable e igual a la temperatura media anual del ambiente (ver apartado 2.1.4). Al utilizar una fuente de energía a temperatura constante, las BCG son más eficientes que otros intercambiadores de calor que utilizan

fuentes de calor variable, como el aire (Olgun y McCartney, 2014). Por ejemplo, las bombas de calor aire-aire (sistemas que utilizan como fuente o sumidero el aire exterior) dependen de la temperatura ambiente para su funcionamiento, la cual es baja cuando la demanda de calefacción es alta (en invierno) y viceversa. Debido a dicha diferencia de temperatura, es necesario suministrar mayor energía eléctrica para su funcionamiento, lo que se traduce en *COP* menores (2.4). Por otra parte, la diferencia de temperatura entre el suelo y el ambiente permite que, en el caso que requieran una temperatura de servicio baja, pueda omitirse la bomba de calor en el sistema, permitiendo la calefacción o refrigeración natural de la edificación (Adam y Markiewicz, 2009).

La eficiencia global de las BCG se mide a partir del coeficiente de desempeño estacional (SPF, por sus siglas en inglés). El SPF se calcula de forma análoga al *COP*, pero en este caso se incluye la energía requerida para el bombeo en los circuitos primarios y secundarios. Mediciones de campo indican que el SPF de las BCG actuales varía entre 3.5 y 4. En general, se estima que las BCG son capaces de reducir en dos tercios el costo de acondicionamiento de las edificaciones (Brandl, 2006).

2.1.4. Variación de la temperatura en el suelo

La energía aportada por la radiación solar, precipitaciones y otros efectos atmosféricos se transfiere diariamente a la tierra desde la superficie. Como consecuencia del intercambio de calor, la temperatura del suelo no es constante. En función de su distribución de temperatura, el suelo puede dividirse en tres zonas: 1) heterotérmica, 2) neutral, y 3) homotérmica (Suryatriyastuti *et al.*, 2012).

En los primeros metros (zona heterotérmica), la temperatura del suelo (T) varía con el tiempo (t) y la profundidad (z). Esto se debe a los cambios en la temperatura ambiente y su propagación en el medio. En general, la variación de la temperatura en la zona heterotérmica puede idealizarse como una función sinusoidal:

$$T(z, t) = T_m + A_0 e^{-\frac{z}{d}} \left[\text{sen} \left(\omega t - \frac{z}{d} \right) \right] \quad (2.5)$$

donde ω es la frecuencia radial anual ($2\pi/365$ suponiendo que t está dado en días), T_m y A_0 denotan la temperatura media y la amplitud máxima anual en la superficie respectivamente (Fig. 2.6). El factor d cuantifica el amortiguamiento de la fluctuación anual y es función de la difusividad térmica del suelo D_i (ver apartado 2.3) y de ω :

$$d = \left(\frac{2D_i}{\omega} \right)^{1/2} \quad (2.6)$$

En la Ec. (2.5) se observa que la fluctuación de la temperatura disminuye con la profundidad. Al alcanzar la zona neutral (entre 10-50 m de profundidad), ésta se vuelve constante e igual a la temperatura media anual de la zona. La forma típica de la variación de temperatura con la profundidad para las distintas estaciones del año se muestra en la Figura 2.7.

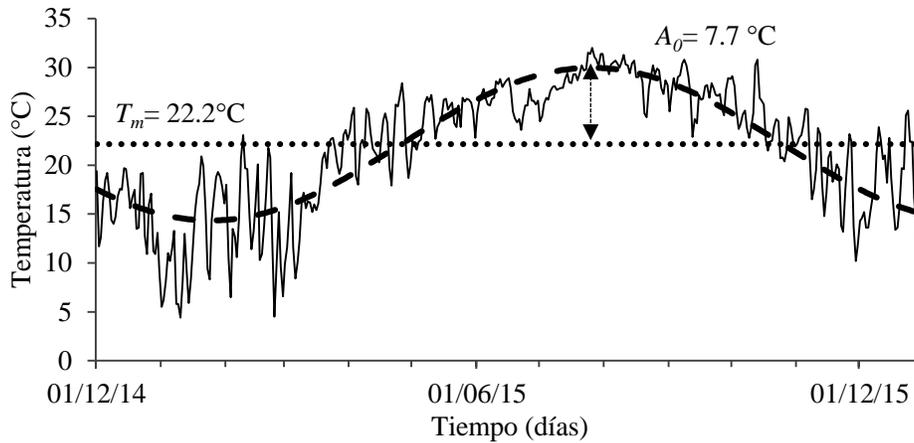


Fig. 2.6 Temperatura media en el Aeropuerto Internacional del Norte (Monterrey, México) en 2015 y curva sinusoidal idealizada

En la zona homotérmica (mayor a 50 m de profundidad) la temperatura es independiente del intercambio de calor con la superficie. En esta región se desarrolla la energía geotérmica profunda y la variación de temperatura es función únicamente de la profundidad, incrementándose a una tasa aproximada de 3°C cada 100 m (Suryatriyastuti *et al.*, 2012).

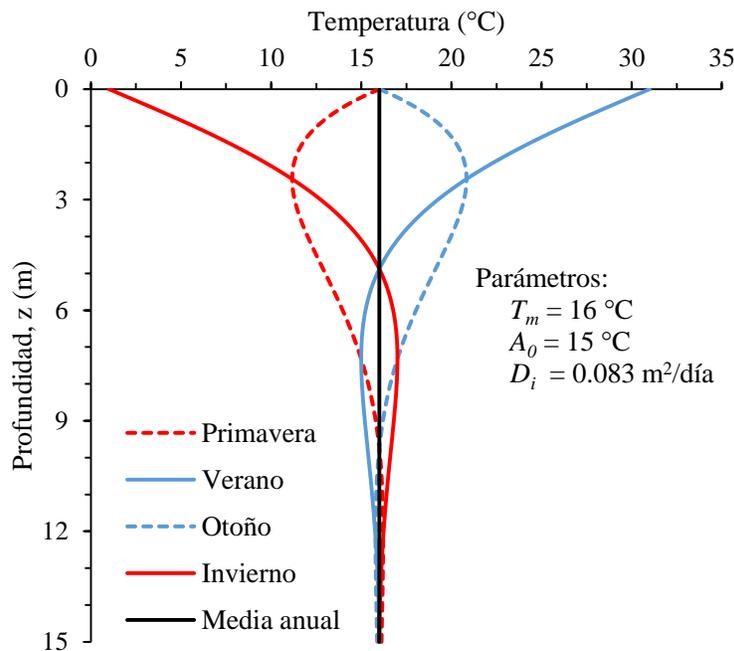


Fig. 2.7 Variación con la profundidad de la temperatura en el suelo para diferentes épocas del año (adaptado de Suryatriyastuti *et al.*, 2012)

2.1.5. Usos en México

Debido a sus particulares condiciones geológicas, México cuenta con abundantes recursos geotérmicos. La mayor parte de éstos se utilizan para la generación de energía eléctrica en los

2. Estructuras termoactivas y las pilas de energía

cuatro campos geotérmicos del país: Cerro Prieto, Los Azufres, Los Humeros y Las Tres Vírgenes (Lund *et al.*, 2011). En contraste, los usos directos de la energía geotérmica (recursos de intermedia a baja entalpía) se encuentran aún en desarrollo y en la actualidad se limitan a actividades recreacionales. Estimaciones hechas por Iglesias *et al.* (2011) indican la presencia de al menos 1797 manifestaciones geotérmicas superficiales localizadas en 26 de los 32 estados del país, constituyendo una fuente de energía con alto potencial.

Los sistemas de BCG no se utilizan actualmente en México. Sus principales limitaciones se relacionan con los altos costos iniciales y los climas moderados que se disfrutan en la mayor parte del país, donde prácticamente no se requiere acondicionamiento de espacios (Lund *et al.*, 2011). No obstante, los efectos del cambio climático están modificando estas condiciones. García y Martínez (2012) reportan un incremento en el consumo de energía para la comodidad de las edificaciones residenciales y comerciales, especialmente en los territorios donde predomina el clima cálido y en algunas regiones de la zona norte y montañosa del país en las que se presentan estacionalmente temperaturas bajas.

Entre las alternativas para responder a la creciente demanda, el sector energético se ha planteado impulsar la aplicación de BCG (Barragán y Santoyo, 2010). En años recientes se han desarrollado diversos estudios sobre la factibilidad de estos sistemas (Ortega, 2012; Chaparro, 2013; García y Torres, 2016), entre los que destaca un proyecto efectuado por el Centro Mexicano de Innovación en Energía Geotérmica (CeMIEGeo) y el Instituto de Investigaciones Eléctricas (IIE), que ha permitido identificar nueve estados como mercados potenciales para el uso de esta tecnología (ver Fig. 2.8): 1) Baja California, 2) Chihuahua, 3) Nuevo León, 4) Jalisco, 5) Aguascalientes, 6) Veracruz, 7) Estado de México, 8) Guerrero, y 9) Quintana Roo (García y Torres, 2016).

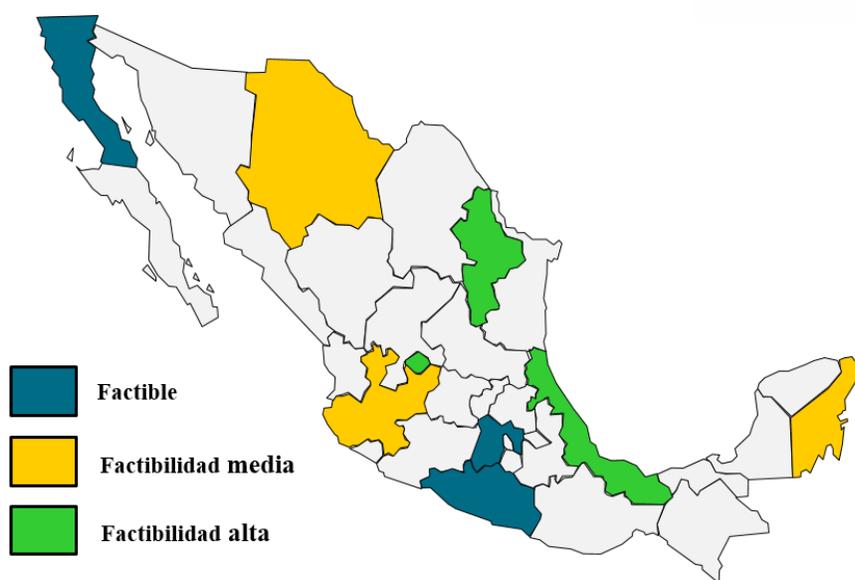


Fig. 2.8 Mercados potenciales para Bombas de Calor Geotérmico (BCG) según CeMIEGeo (adaptado de García y Torres, 2016)

Una de las posibles limitaciones para el uso de las estructuras termoactivas en México es la generación de desequilibrios térmicos en el suelo ocasionada por una excesiva extracción o inyección de calor. Debido a sus particulares condiciones climáticas del país, las BCG operarían en modo de inyección o extracción pura, por lo que es necesario asegurar un adecuado proceso de recuperación natural. De Moel *et al.* (2010) presentan algunas propuestas utilizadas en zonas con climas similares al de México para evitar un excesivo calentamiento o enfriamiento del terreno. No obstante, su factibilidad de aplicación en el país debe aún ser evaluada.

2.2. Conceptos generales de las estructuras termoactivas

Las estructuras termoactivas son un tipo especial de Bombas de Calor Geotérmico (BCG) de sistema cerrado, en las que se utilizan elementos estructurales (pilas, losas, muros, túneles, etc.) para instalar las tuberías de intercambio de calor del circuito primario (Fig. 2.9). Dada su naturaleza dual, las estructuras termoactivas permiten reducir costos de instalación y de uso de terreno asociados a sistemas tradicionales. Asimismo las características térmicas favorables del concreto (alta conductividad térmica y capacidad calorífica) permiten mejorar la productividad térmica de las BCG (Suryatriyastuti *et al.*, 2012).

Esta tecnología fue utilizada inicialmente en losas y pilas en la década de los ochenta en Austria y Suiza, y ha experimentado un notable crecimiento durante las últimas dos décadas (Brandl, 2006). Entre las principales edificaciones donde se ha implementado, se encuentran la terminal Dock Midfield del aeropuerto de Zurich, el Centro de Convenciones Tecnológico de Suiza en la Escuela Politécnica Federal de Lausana, los edificios Main Tower y Galileo en Frankfurt, UNIQA Tower en Viena, Lamberth College y One New Change en el Reino Unido, y el World Financial Center de Shangai (Laloui y DiDonna, 2011).

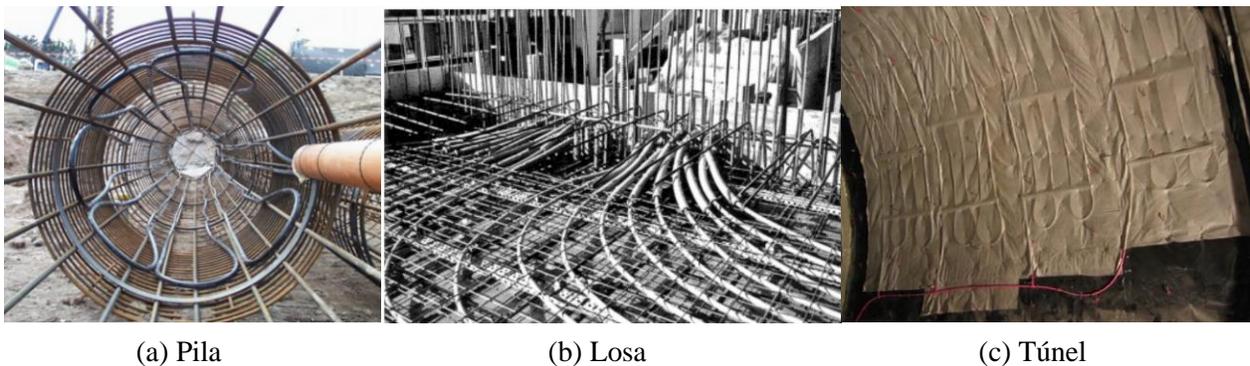


Fig. 2.9 Instalación de tuberías de intercambio de calor en: a) pila, b) losa y c) túnel (Brandl, 2006)

Cabe señalar que, al ser una tecnología relativamente nueva, la comprensión del comportamiento termo-mecánico de estas estructuras es limitada y, pese a su uso extendido en diversos países, aún no se cuenta con una metodología de análisis y diseño que permita evaluar los diferentes mecanismos físicos involucrados durante su funcionamiento. Al respecto, los mayores avances se han efectuado en las denominadas pilas de energía (pilas que funcionan como intercambiadores de calor), las cuales representan el principal punto de estudio del presente trabajo de investigación.

2. Estructuras termoactivas y las pilas de energía

2.2.1. Beneficios y limitaciones de las estructuras termoactivas

Los beneficios de la implementación de estructuras termoactivas, especialmente de las pilas de energía, son diversos e incluyen aspectos económicos, energéticos, tecnológicos, medio ambientales y sociales. Éstos se resumen en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Beneficios del uso de estructuras termoactivas (adaptado de De Moel *et al.*, 2010)

Tipo de beneficio	Descripción
Económico	A largo plazo permiten reducir los costos de los sistemas de climatización respecto a los sistemas convencionales, con períodos de recuperación de la inversión de 5 a 10 años dependiendo del tipo de suelo, sus propiedades y los precios de otras fuentes de energía (gas natural, petróleo, carbón, etc.).
Energético	Debido a sus altos valores de <i>COP</i> , disminuye la demanda de electricidad respecto a sistemas de acondicionamiento tradicionales.
Tecnológico	Puede ser instalada en la mayoría de las condiciones geológicas (excepto en áreas donde el agua subterránea está protegida legalmente) y su implementación no se restringe a zonas urbanas.
Medio ambiental	Reduce la emisión de gases de efecto invernadero al evitar el consumo de combustibles fósiles y utilizar una fuente de energía limpia y renovable.
Social	Disminuye el ruido (debido a la ausencia de ventiladores) y brinda mayor seguridad (dado que no requiere el uso de gases explosivos para su funcionamiento) respecto a otros sistemas de climatización.

Desde el punto de vista geotécnico, las mayores limitaciones están relacionadas con la limitada comprensión del comportamiento termo-mecánico de estas estructuras y la falta de especificaciones a nivel internacional para su diseño (ver apartados 2.6 y 2.7). Por último, es importante señalar que, la instalación de los sistemas de absorción no restringe la longitud de las pilas. Al contrario, el potencial energético de éstas aumenta con la profundidad. Por razones económicas, se recomienda una longitud mínima de 6 m (Brandl, 2013).

2.2.2. Proceso constructivo de pilas de energía

En general, la incorporación de un intercambiador de calor en una pila no implica grandes modificaciones en el elemento de cimentación. No obstante, la decisión de instalar una pila de energía debe tomarse en las primeras etapas del proyecto, ya que requiere una estrecha colaboración entre el arquitecto, el ingeniero estructural, el ingeniero geotécnico, el consultor energético y los contratistas. Según LAFARGE (2013), el proceso constructivo de las pilas de energía difiere del proceso tradicional en las siguientes etapas: a) colocación de tubería del circuito primario, b) establecimiento de conexiones, c) instalación del circuito secundario, y d) conexión con la estación de bombeo.

Las tuberías del circuito primario pueden ser de polietileno de alta densidad (PEAD) o policloruro de vinilo (PVC), y su diámetro varía usualmente entre 20 y 25 mm. La disposición del sistema de tuberías es variable. Las formas más comunes son configuraciones en U simples, dobles y triples, o configuraciones en W (Fig. 2.10). De acuerdo con Gao *et al.* (2008), la configuración en W es energéticamente más eficiente, sin embargo, desde el punto de vista económico y de trabajabilidad la configuración en U simple es preferible.

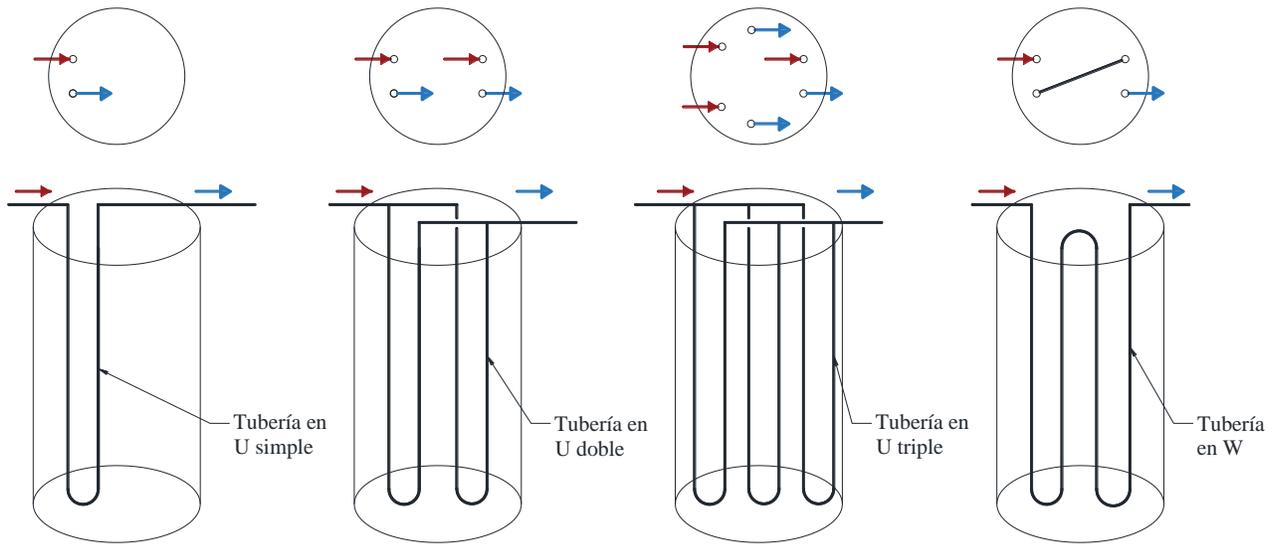


Fig. 2.10 Diferentes configuraciones para tuberías de conducción (adaptado de Gao *et al.*, 2008)

La colocación de la tubería del circuito primario depende del tipo de pila que se esté construyendo. Si se utilizan perforadoras rotatorias con empleo total o parcial de ademe, ésta se suele instalar junto al acero de refuerzo (Fig. 2.11a). Al finalizar el proceso de instalación, se debe comprobar si hay daños o fugas en el circuito. Para ello, se coloca una válvula de bloqueo y un manómetro en la parte superior del armado (Fig. 2.11b). Una vez verificado el estado de las tuberías, se procede a colocar el concreto.



(a)



(b)

Fig. 2.11 a) Instalación de tuberías de intercambio de calor junto al acero de refuerzo (Loveridge, 2012), y b) válvula de bloqueo y manómetro (LAFARGE, 2013)

2. Estructuras termoactivas y las pilas de energía

Por otra parte, en caso de utilizar hélice continua, se coloca primero el concreto y luego se instala el armado junto con las tuberías del circuito primario. Para facilitar la instalación es usual colocar las tuberías al centro de la pila, utilizando una varilla de soporte, como se muestra en la Figura 2.12a. En ambos procesos constructivos, se recomienda presurizar las tuberías antes al colado del concreto y mantenerla hasta que éste haya endurecido. La presurización permite resistir la presión ejercida por el concreto en la cara externa de las paredes del tubo, evitando futuros problemas de circulación.

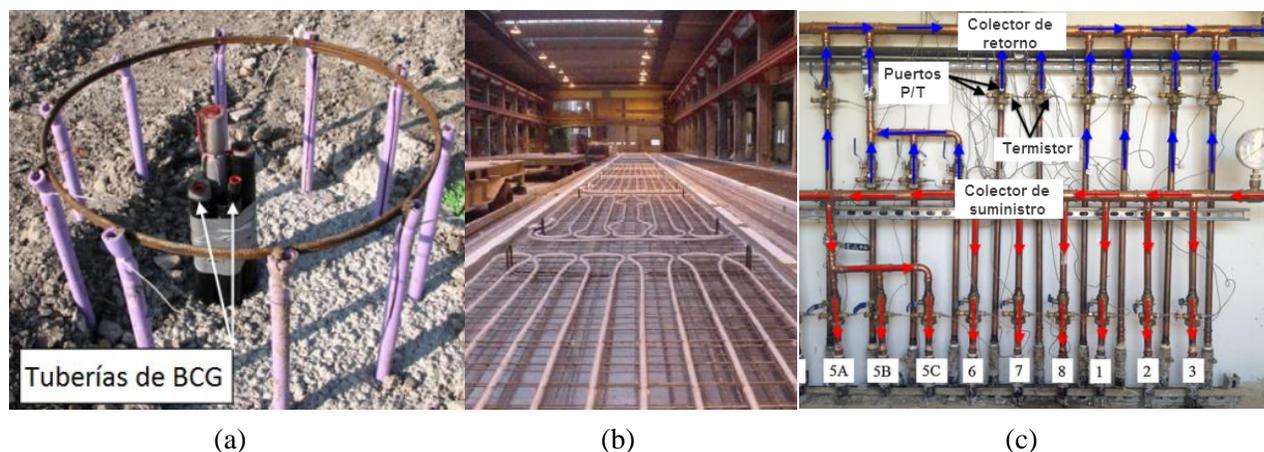


Fig. 2.12 a) Instalación de tuberías de intercambio de calor al centro de la pila (Loveridge, 2012), b) suelo radiante o circuito secundario (Olesen, 2012) y cuadro de distribución (adaptado de Murphy *et al.*, 2015)

Después del colado de las pilas, se debe verificar el estado de las conexiones entre las tuberías y la estación de bombeo. El circuito secundario se coloca a la vez que se construye el edificio (Fig. 2.12b). Por último, se conectan ambos circuitos con un cuadro de distribución en la estación de bombeo (Fig. 2.12c).

2.3. Proceso de transferencia de calor

La transferencia de calor entre las estructuras termoactivas y su entorno involucra procesos termodinámicos complejos. Éstos dependen del tipo de suelo, del contenido de agua y de las condiciones del agua subterránea (profundidad del nivel freático y gradiente hidráulico). En este inciso se presentan, de manera general, los principales mecanismos de transferencia de calor observados en los suelos y en las pilas de energía, así como las propiedades térmicas que describen su comportamiento.

2.3.1. Mecanismos de transferencia de calor en suelos

Al ser un sistema heterogéneo y polifásico, la transferencia de calor en los suelos involucra diversos procesos. Entre éstos se encuentran: conducción, convección, radiación, congelación-descongelación, intercambio iónico, redistribución térmica de humedad y difusión de vapor (Brandl, 2006). La influencia de éstos depende del grado de saturación del suelo y del tamaño de las partículas, como se muestra en la Figura 2.13.

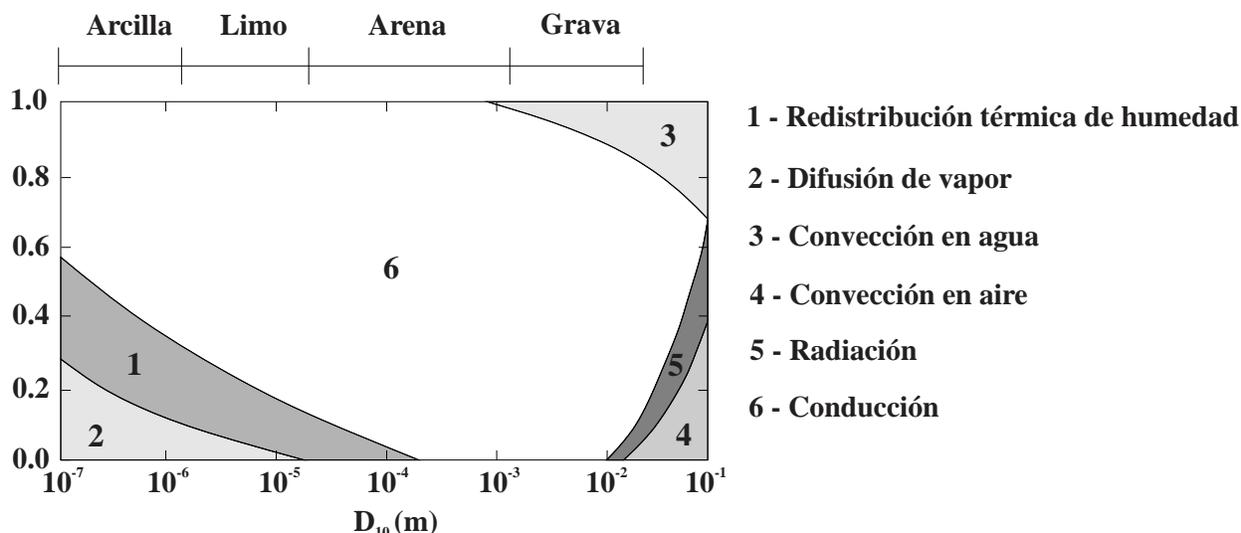


Fig. 2.13 Mecanismo de transferencia de calor predominante (adaptado de Loveridge, 2012)

En el caso de suelos saturados, la conducción es usualmente el proceso con mayor influencia. No obstante, estudios analíticos y numéricos sugieren que el impacto de la convección es significativo para velocidades de flujo de agua mayores o iguales a $1 \times 10^{-3} \text{ cm s}^{-1}$ (Loveridge, 2012). A continuación se describen con mayor detalle ambos mecanismos.

2.3.1.1. Conducción

La conducción de calor es el proceso por el cual la energía térmica se transmite de una región de un medio a otra, debido a la interacción entre moléculas (Brandl, 2006). La ecuación matemática que describe dicho comportamiento en suelos homogéneos e isótropos es (2.7):

$$\frac{\partial T}{\partial t} = D_i \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) \quad (2.7)$$

donde D_i es la difusividad térmica del material ($m^2 s^{-1}$), la cual mide qué tan rápido el medio responde a cambios de temperatura. El valor de D puede obtenerse como:

$$D_i = \frac{\lambda}{\rho c_s} \quad (2.8)$$

donde ρ es la densidad ($kg m^{-3}$), λ es una constante de proporcionalidad, denominada conductividad térmica ($W m^{-1} \text{ } ^\circ C^{-1}$), que refleja la capacidad de un material para conducir calor, y c_s es la capacidad calorífica específica del elemento que representa la cantidad de energía por unidad de masa requerida para aumentar en un grado la temperatura ($J kg^{-1} \text{ } ^\circ C^{-1}$).

El producto de la capacidad calorífica específica por la densidad se conoce como capacidad calorífica volumétrica (c_{cv} , cuyas unidades son $J m^{-3} \text{ } ^\circ C^{-1}$). Es una medida de la capacidad de cierto

2. Estructuras termoactivas y las pilas de energía

volumen de un material para almacenar calor al experimentar una variación de temperatura sin cambiar de fase (Jumikis, 1978).

Si el flujo de calor es unidimensional, la Ec. (2.7)(2.9) se reduce a:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = D_i \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} \quad (2.9)$$

En condiciones establecidas, la ecuación de balance de energía se simplifica y la tasa de transferencia de calor q'' es proporcional al gradiente de temperatura $\partial T/\partial x$, como se indica en la ley de Fourier:

$$q'' = -\lambda \frac{\partial T}{\partial x} \quad (2.10)$$

2.3.1.2. Convección

La convección ocurre entre sistemas termodinámicos que se mueven relativamente entre sí, comúnmente fluidos. Considerando que el proceso de convección en los suelos ocurre únicamente en las fases líquida y gaseosa (Brandl, 2006) su comportamiento se describe a partir de la siguiente ecuación:

$$q_{conv} = c_s \cdot \rho \cdot \bar{v} \cdot \Delta T \quad (2.11)$$

donde \bar{v} es el vector velocidad del medio en movimiento y ΔT la diferencia de temperatura de la superficie de contacto y el fluido.

2.3.1.3. Analogías entre flujo de calor y de agua en los suelos

Las ecuaciones de transferencia de calor expuestas en el inciso 2.3.1.1 son similares a las utilizadas para el análisis de flujo de agua en suelos. En efecto, existe una analogía entre ambos procesos, la cual se resume en la Tabla 2.2. Esta equivalencia, señalada inicialmente por Terzaghi (1943), constituye una gran ventaja para el ingeniero geotecnista, ya que le permite utilizar sus conocimientos de flujo de agua para comprender y solucionar problemas que involucran transferencia de calor en suelos. En el Anexo I se discuten con mayor detalle las analogías entre ambos fenómenos físicos.

Tabla 2.2 Equivalencias entre flujo de agua y transferencia de calor (adaptado de Mitchel y Soga, 2005)

Parámetro	Flujo de agua	Flujo de calor
Potencial	Carga hidráulica, h (m)	Temperatura, T ($^{\circ}\text{C}$)
Conductividad	k (m s^{-1})	λ ($\text{W m}^{-1} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$)
Gasto	Caudal, q_h ($\text{m}^3 \text{ s}^{-1}$)	Tasa transferencia de calor, q_t (J s^{-1})
Velocidad de flujo	$v = q_h/A$ (m s^{-1})	$q'' = q_t/A$ ($\text{J s}^{-1} \text{ m}^{-2}$)
Gradiente	Gradiente hidráulico, $i_h = \partial h/\partial x$ (-)	Gradiente térmico, $i_t = \partial T/\partial x$ ($^{\circ}\text{C m}^{-1}$)
Ley de conductividad	Ley de Darcy	Ley de Fourier

2.3.2. Transferencia de calor en pilas de energía

Al igual que en los suelos saturados, las pilas de energía transfieren calor primordialmente por convección y conducción. De acuerdo con Abdelaziz *et al.* (2011) este proceso puede descomponerse en las siguientes etapas: 1) convección entre fluido y paredes interiores de tuberías, 2) conducción a través de las tuberías, 3) conducción a través del concreto de las pilas, y 4) conducción y convección (si hubiese) en el suelo.

La Figura 2.14 ilustra de manera simplificada, el mecanismo de transferencia de calor antes descrito. En dicha figura λ_t , λ_c y λ representan la conductividad térmica de la tubería, concreto y suelo respectivamente, mientras que T_f , T_c , T_{ti} , T_{te} son la temperatura del fluido, del contacto concreto-suelo, de la pared interior y exterior de la tubería respectivamente. Cabe señalar que, debido a que los valores de conductividad térmica y capacidad calorífica del concreto, el suelo y el plástico son diferentes, la tasa de flujo a través de ellos no es constante (Freitas, 2014).

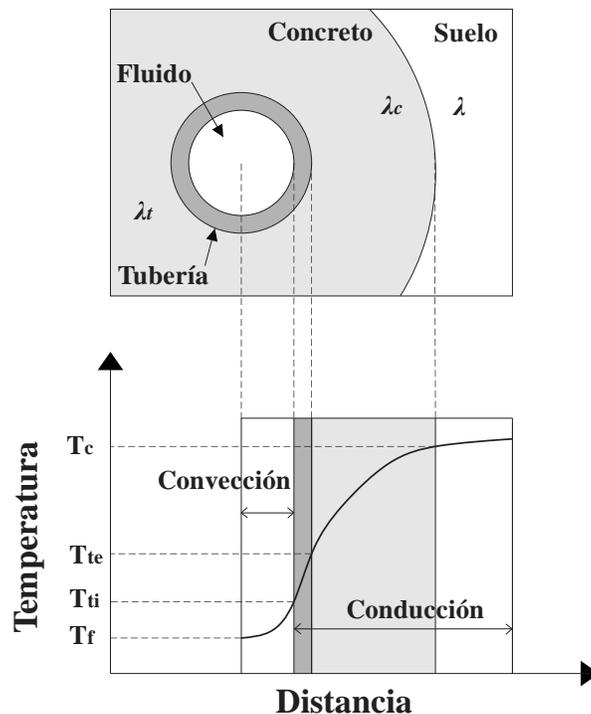


Fig. 2.14 Mecanismo de transferencia de calor en cimentaciones termoactivas (adaptado de Loveridge y Powrie, 2013)

2.3.3. Determinación de las propiedades térmicas del suelo

Las principales propiedades térmicas del suelo son la capacidad calorífica específica c_s , la conductividad térmica λ y la difusividad térmica D_i . Éstas dependen de la temperatura y se encuentran relacionadas a partir de la Ec. (2.8).

La capacidad calorífica específica c_s se requiere para solucionar problemas de flujo transitorio. Según Rees *et al.* (2000), en la mayoría de los casos prácticos c_s puede estimarse con suficiente

2. Estructuras termoactivas y las pilas de energía

aproximación a partir de la capacidad calorífica específica de los diferentes componentes del suelo. Por lo que su valor queda definido por:

$$c_s = c_{so} \chi_{so} + c_w \chi_w + c_a \chi_a \quad (2.12)$$

donde c_{so} , c_w y c_a son la capacidad calorífica específica de la parte sólida, agua y aire respectivamente; mientras χ_{so} , χ_w y χ_a son las fracciones volumétricas de cada fase. En el caso de suelos saturados, el valor de c_s puede calcularse a partir de la porosidad n :

$$c_s = (1-n) c_{so} + n c_w \quad (2.13)$$

Por otra parte, la conductividad térmica λ es un parámetro más complejo de estimar, ya que depende de la mineralogía, porosidad, microestructura, propiedades químicas del agua, grado de saturación, humedad y temperatura del suelo (Abuel-Naga *et al.*, 2015). Para estudios preliminares, el valor de λ de suelos saturados (o secos) puede estimarse de forma similar a la capacidad calorífica. A lo largo de los años se han desarrollado diversos modelos teóricos y empíricos para su estimación. Un resumen detallado de éstos puede consultarse en Farouki (1981), Rees *et al.* (2000) y Abuel-Naga *et al.* (2015). Entre los procedimientos más comunes se encuentran los métodos de las medias aritmética, armónica y geométrica que se detallan en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3 Métodos teóricos para la estimación de la conductividad térmica λ (Rees *et al.*, 2000)

Nº	Método	Ecuación**	Comentario
1	Media aritmética ⁴	$\lambda = \lambda_{so} \chi_{so} + \lambda_f \chi_f$	Sobrestima el valor de λ (límite superior)
2	Media armónica	$\lambda = \frac{\lambda_{so} \lambda_f}{\lambda_{so} \chi_f + \lambda_f \chi_s}$	Subestima el valor de λ (límite inferior)
3	Media geométrica	$\lambda = \lambda_{so}^{\chi_s} \lambda_f^{\chi_f}$	Valores intermedios respecto a métodos 1 y 2

** Donde λ es la conductividad térmica del suelo; λ_{so} la conductividad de la fase sólida; λ_f la conductividad del fluido (agua o aire); χ_{so} la fracción volumétrica de la fase sólida; y χ_f la fracción volumétrica del fluido.

Las ecuaciones de la Tabla 2.3 pueden extenderse para un suelo con más de dos componentes. Para ello, debe incluirse el valor de la conductividad térmica y fracción volumétrica correspondiente a cada fase. Así, en el caso de m constituyentes, las ecuaciones para determinar la media aritmética, armónica y geométrica quedan definidas por las Ecs. (2.14), (2.15) y (2.16):

$$\lambda_{aritmética} = \sum_{i=1}^m \lambda_i \chi_i \quad (2.14)$$

⁴ Nota: $\chi_{so} = (1-n)$ y $\chi_f = n$, por lo que: $\lambda = \lambda_{so} \chi_{so} + \lambda_f \chi_f = \lambda_s (1-n) + \lambda_f n = \lambda_{so} \frac{V_s}{V} + \lambda_f \frac{V_v}{V} = \frac{\lambda_{so} V_s + \lambda_f V_v}{V}$, es decir: $\lambda = \frac{\lambda_{so} V_s + \lambda_f V_v}{V_s + V_v}$.

$$\lambda_{armónica} = \left[\sum_{i=1}^m \frac{\chi_i}{\lambda_i} \right]^{-1} \quad (2.15)$$

$$\lambda_{geométrica} = \prod_{i=1}^m \lambda_i^{\chi_i} \quad (2.16)$$

donde $\lambda_{aritmética}$, $\lambda_{armónica}$ y $\lambda_{geométrica}$ son la conductividad térmica del suelo obtenida con los métodos de la media aritmética, armónica y geométrica respectivamente, λ_j la conductividad térmica de los componentes i , y χ_i la fracción volumétrica de cada componente.

Los métodos de la media aritmética y armónica proporcionan los límites superior e inferior para la variación de la conductividad térmica debido a la heterogeneidad microscópica del material (conocidos como límites de Wiener). La media aritmética representa un arreglo en paralelo de los componentes del suelo respecto a la dirección del flujo de calor, como se muestra en la Figura 2.15a. Mientras que la media armónica es el resultado de un arreglo en serie (Fig. 2.15b).

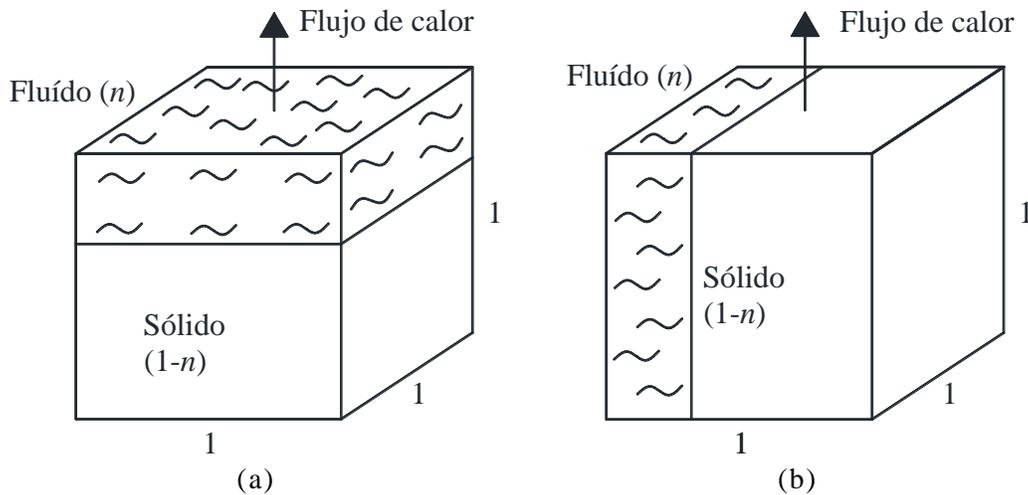


Fig. 2.15 Modelos idealizados para el flujo de calor a través de un cubo unitario de suelo: a) en paralelo, b) en serie (adaptado de Farouki, 1981)

En la medida que la relación entre la conductividad térmica del suelo y el fluido (λ_s/λ_f) aumenta, la variación entre los límites superior e inferior se incrementa, por lo que la incertidumbre en la estimación de λ es mayor (Fig. 2.16a). En el caso de suelos secos, dicha relación puede ser del orden de 350:1, lo que dificulta la obtención de valores confiables de λ .

Por otra parte, para relaciones bajas de λ_s/λ_f (suelos saturados), la sensibilidad de la conductividad térmica a variaciones en la microestructura del material es menor (Fig. 2.16b). En estas condiciones, la media geométrica brinda resultados aceptables (Farouki, 1981).

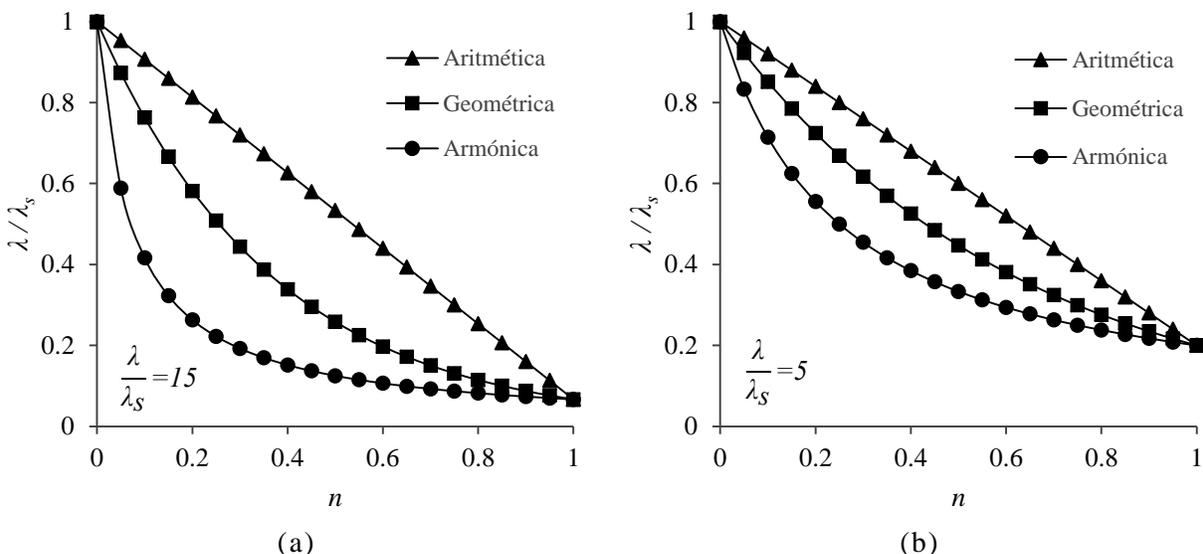


Fig. 2.16 Variación de la relación conductividad térmica del suelo (λ) respecto a la conductividad térmica de la fase sólida (λ_s) con la porosidad: a) $\lambda/\lambda_s=15$, b) $\lambda/\lambda_s=5$ (adaptado de Farouki, 1981)

En la Tabla 2.4 se proporcionan valores típicos de conductividad térmica y capacidad calorífica para diferentes tipos de materiales presentes en los suelos (Rees *et al.*, 2000). Por otra parte, la Asociación Técnica Española de Climatización y Refrigeración (ATECYR, 2012) proporciona valores típicos de conductividad y capacidad térmica volumétrica para diferentes suelos y materiales, los cuales se presentan en la Tabla 2.5.

Tabla 2.4 Propiedades térmicas de algunos componentes de los suelos (Rees *et al.*, 2000)

Material	Conductividad térmica, λ ($W m^{-1} \text{ } ^\circ C^{-1}$)	Capacidad calorífica específica c_s ($J kg^{-1} \text{ } ^\circ C^{-1}$)
Cuarzo	8.79	799
Agua	0.57	4186
Aire	0.025	1.256
Materia orgánica	0.25	2512
Miñerales arcillosos	2.93	2010

La medición de la conductividad térmica λ en suelos y rocas puede efectuarse con pruebas de laboratorio o ensayos *in situ*. Las pruebas de laboratorio permiten obtener valores puntuales de las propiedades térmicas del material. Entre las principales ventajas de estas pruebas se encuentran sus bajos costos, rapidez y la posibilidad de controlar las condiciones de frontera del suelo. Sin embargo, requieren de la extracción, transporte y manejo adecuado de muestras inalteradas (Barry-Macaulay *et al.*, 2013). Por otra parte, los ensayos *in situ* permiten obtener valores promedios de λ en las condiciones reales de campo. Su principal desventaja son los altos costos de realización y el largo tiempo requerido para su ejecución (Akrouch *et al.*, 2016).

Tabla 2.5 Valores típicos de conductividad térmica y capacidad calorífica volumétrica térmica para diferentes tipos de suelos y materiales (ATECYR, 2012)

Material	Conductividad térmica, $\lambda (W m^{-1} \text{ } ^\circ C^{-1})$			Capacidad calorífica volumétrica, $c_{cv} (MJ m^{-3} \text{ } ^\circ C^{-1})$
	Mínimo	Valor típico	Máximo	
SUELOS				
Grava seca	0.4	0.4	0.5	1.4 – 1.6
Grava saturada	---	≈1.8	---	≈2.4
Arena seca	0.3	0.4	0.8	1.3 – 1.6
Arena saturada	1.7	2.4	5	2.2 – 2.9
Arcilla/Limo seco	0.4	0.5	1	1.5 – 1.6
Arcilla/Limo saturado	0.9	1.7	2.3	1.6 – 3.4
Turba	0.2	0.4	0.7	0.5 – 3.8
OTROS MATERIALES				
Concreto	0.9	1.6	2	≈1.8
Acero	---	60	---	3.12
Plástico	---	0.39	---	---
Agua	---	0.58	---	4.19

Ambos tipos de ensayos pueden clasificarse en dos categorías: establecidos o estacionarios y transitorios. En los métodos estacionarios, la muestra de suelo permanece a una temperatura constante mientras se somete a un gradiente térmico y el flujo de calor a través de ella se estabiliza (Abuel-Naga *et al.*, 2009). En los métodos transitorios la temperatura de la muestra de suelo varía con el tiempo, por lo que, en general, son más versátiles y su ejecución es más sencilla. En la Tabla 2.6 se presenta un listado de diversos métodos de ensayo desarrollados para la determinación de la conductividad térmica. Un resumen detallado de ellos puede consultarse en Farouki (1981).

Tabla 2.6 Ensayos para la determinación de la conductividad térmica del suelo

Tipo de ensayo	Nombre	Referencia
Estacionario	Pruebas de placa caliente (<i>guarded hot-plate apparatus</i>)	ASTM C177
	Configuración cilíndrica (<i>cylindrical configuration</i>)	Kresten (1949)
	Esfera <i>in situ</i> (<i>in situ sphere meter</i>)	Mochlinski (1964)
	Medidor de calor (<i>heat flow meter apparatus</i>)	ASTM C518; Scott, (1964)
Transitorio	Método de la aguja (<i>needle probe method</i>)	ASTM D5334; De Vries y Peck (1958)
	Ondas de temperatura periódicas (<i>periodic temperature waves</i>)	Hoekstra <i>et al.</i> (1973)
	Método de golpe térmico (<i>thermal shock method</i>)	Shannon y Wells (1947)

2. Estructuras termoactivas y las pilas de energía

En el caso de proyectos complejos, Brandl (2006) recomienda determinar el valor de la conductividad térmica λ a partir de Ensayos de Respuesta Térmica (ERT). Estas pruebas consisten en inyectar una cantidad específica de energía calorífica al suelo a través de un intercambiador de calor, y monitorear durante un período de varios días (al menos 50 horas) las temperaturas de entrada y de salida del fluido (Hwang *et al.*, 2010). El concepto de los ERT fue presentado inicialmente por Mogensen (1983) y se describe en diferentes artículos (Gehlin y Hellström, 2003; Shonder y Beck, 2000; Kavanaugh y Rafferty, 1997). Conceptualmente, los ERT son similares a una prueba de bombeo para la determinación del coeficiente de permeabilidad de los suelos (ver Anexo I).

Con el objetivo de disminuir los tiempos, costos y limitaciones asociados a los ERT, Akrouch *et al.* (2016) desarrollaron un nuevo procedimiento de campo denominado Cono Térmico (TCT- Thermal Cone Dissipation Test). Para ello, incorporaron un transductor de temperatura (termopar) detrás de la punta del cono eléctrico (CPT). El TCT mide la disipación del calor generado durante el hincado del cono, a partir de la cual se determina la conductividad y difusividad térmica del suelo. El procedimiento es similar al utilizado en pruebas de disipación de presión de poro para el piezocono y la metodología de análisis se basa en la equivalencia existente entre el problema de flujo de agua y de temperatura en los suelos (ver Anexo I).

2.4. Comportamiento termo-mecánico de pilas de energía

Durante su funcionamiento, las pilas de energía y el suelo que las circunda se expanden y contraen en respuesta al intercambio de calor con la edificación. Dichos ciclos pueden ocasionar asentamientos adicionales y esfuerzos térmicos que modifican el comportamiento del elemento estructural (Abuel-Naga *et al.*, 2015). En este contexto, el principal desafío para el diseño de este tipo de estructuras consiste en comprender y cuantificar los efectos que las sollicitaciones térmicas ejercen sobre la cimentación, asegurando su integridad estructural y el cumplimiento de los estados límites correspondientes (Bourne-Webb *et al.*, 2016b).

Los efectos de las cargas termo-mecánicas en las pilas de energía han sido estudiados por diversos investigadores a través de pruebas de carga *in situ* (Laloui *et al.*, 1999, Bourne-Webb *et al.*, 2009, McCartney y Murphy, 2013; Akrouch *et al.*, 2014; Murphy *et al.*, 2015), modelos a escala (Kalantidou *et al.*, 2012; Wang *et al.*, 2016), modelos en centrífuga (Stewart y McCartney, 2014, Ng *et al.*, 2014), pruebas de laboratorio (Di Donna *et al.*, 2015; y Yavari *et al.*, 2016) y simulaciones numéricas (Knellwolf *et al.*, 2011; Laloui *et al.*, 2006; Suryatriyastuti, 2013; Burlon *et al.*, 2013; Mimouni y Laloui, 2014; Gawecka *et al.*, 2017; Bourne-Webb *et al.*, 2016a). En este apartado se presentan algunos estudios experimentales y teorías que se han desarrollado para describir el comportamiento de estas estructuras.

2.4.1. Pruebas de carga *in situ*

2.4.1.1. Escuela Politécnica Federal de Lausana, Suiza

Laloui *et al.* (1999) presentan los resultados de una prueba de carga desarrollada en la Escuela Politécnica Federal de Lausana (EPFL, Suiza) en una pila de concreto de 0.88 m de diámetro y 25.8 m de longitud ubicada debajo de un edificio de cuatro niveles en construcción. La pila se equipó con un tubo de polietileno con una configuración en U simple y se instrumentó con extensómetros (VWSG), sensores de fibra óptica (FOS) y una celda de carga en la punta. El perfil estratigráfico estaba conformado por cinco estratos, como se muestra en la Figura 2.17a. Se efectuaron siete ensayos de carga térmica durante diferentes etapas de la construcción de la edificación. Las cargas mecánicas (Q_M) variaron entre 0 y 1000 kN. El cambio de temperatura máximo fue de 21°C para la primera prueba (sin carga mecánica) y 15°C para las demás etapas. Después de alcanzar la máxima térmica, el sistema se dejó enfriar de forma natural como se observa en la Figura 2.17b.

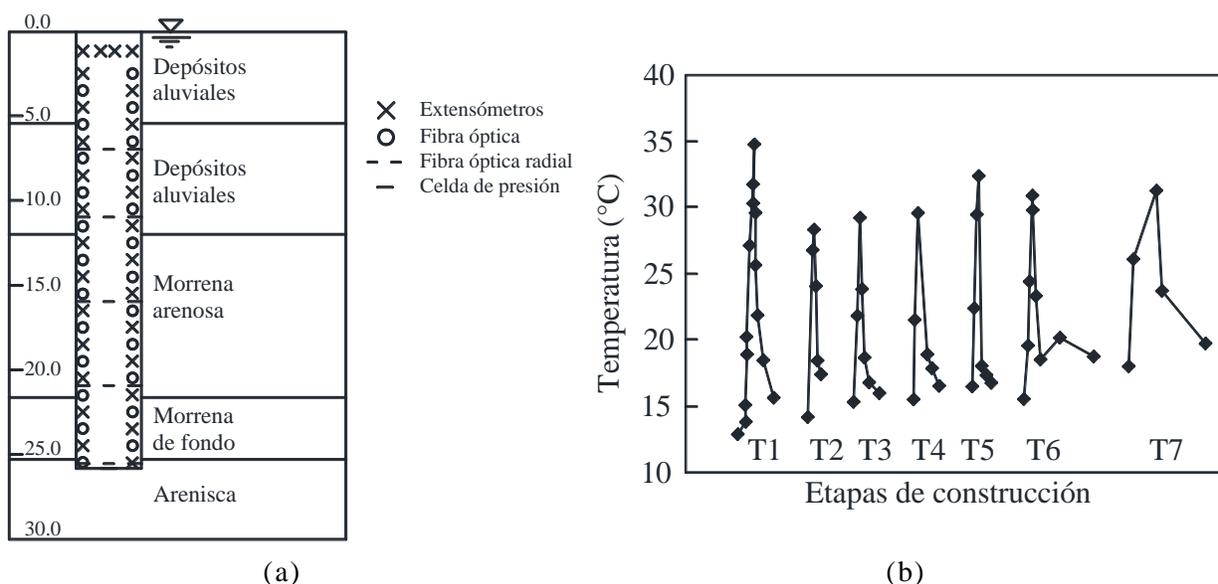


Fig. 2.17a) Estratigrafía prueba de la EFPL; b) cargas térmicas aplicadas (adaptado de Laloui *et al.*, 2003)

La Figura 2.18 muestra los esfuerzos verticales medidos durante la primera ($Q_M = 0$) y séptima etapa ($Q_M = 1000$ kN) de carga. Se observa que las sollicitaciones térmicas produjeron un aumento significativo de los esfuerzos de compresión a lo largo de la pila. Dicha variación es particularmente grande en la punta, donde, para la última etapa, los efectos térmicos duplicaron a los producidos por la sollicitación mecánica. Los autores señalan que cambios de temperatura de 1°C conllevaron a incrementos de carga de 100 kN.

2. Estructuras termoactivas y las pilas de energía

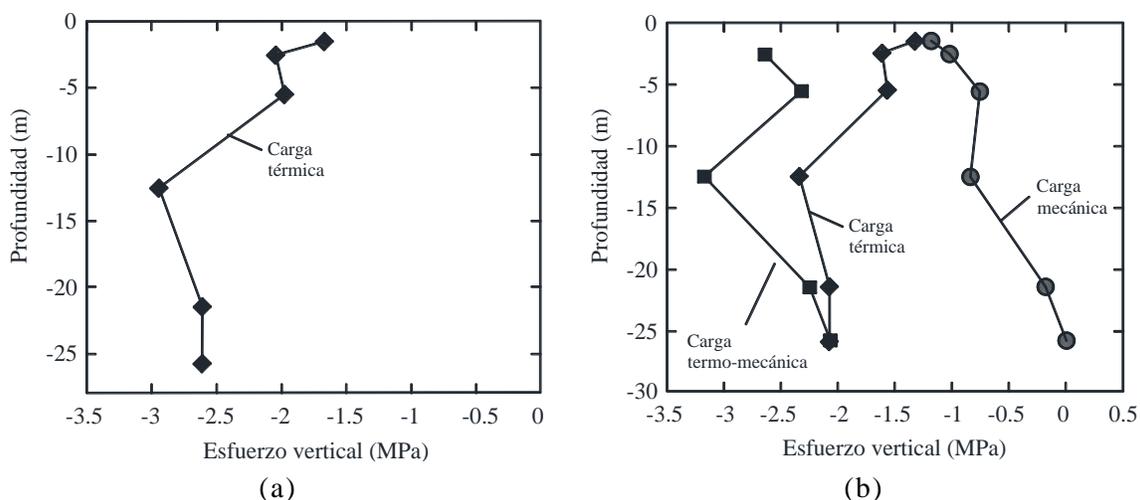


Fig. 2.18 Esfuerzos verticales en EPFL para: a) etapa 1; b) etapa 7 (adaptado de Laloui *et al.*, 2006)

2.4.1.2. Lambeth College, Reino Unido

Bourne-Webb *et al.* (2009) reportan los resultados de una prueba de carga en una pila de 0.55 m de diámetro y 23 m de longitud sometida a un ciclo de calentamiento-enfriamiento, efectuada en Lambeth College (Londres, Reino Unido). El sistema de tuberías se instaló con una configuración en U doble y el elemento fue instrumentado con extensómetros y sensores de fibra óptica. La estratigrafía del sitio estaba conformada por un relleno granular de 1.5 m, seguido de depósitos de arena y grava con un espesor de 2.5 m y un estrato de arcilla limosa (arcilla de Londres).

El ensayo consistió en las siguientes etapas: 1) aplicación de carga mecánica sobre la cabeza de la pila de 1800 kN, 2) descarga total del elemento, 3) aplicación de recarga de 1200 kN, 4) enfriamiento de la pila bajo carga mecánica constante, 5) calentamiento intermitente de la pila bajo carga mecánica constante, y 6) aplicación de carga final de 3600 kN. La Figura 2.19 ilustra la secuencia de las cargas térmicas y mecánicas, y sus respectivos intervalos de tiempo.

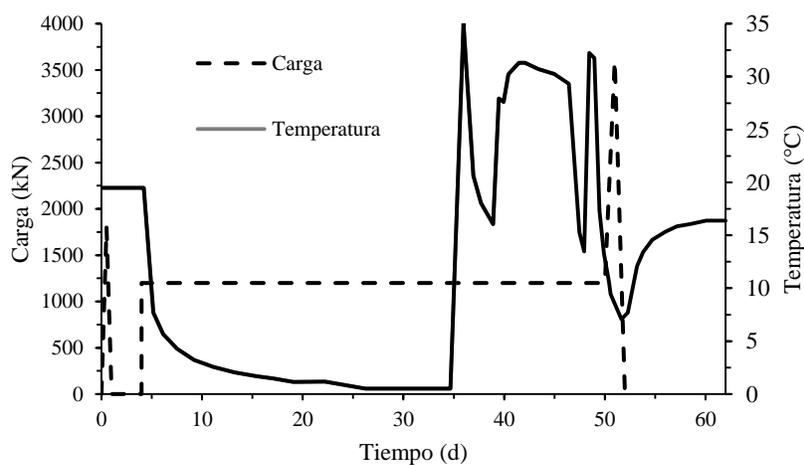


Fig. 2.19 Carga en la cabeza y temperaturas medidas en la prueba de carga en Lambeth College (adaptado de Bourne-Webb *et al.*, 2009)

En la Figura 2.20 se presentan los cambios en la carga axial y la resistencia por fricción movilizada observados al final de la aplicación de cada carga térmica. En general, los resultados son consistentes con los presentados por Laloui *et al.* (1999). El aumento de la temperatura conduce a un incremento considerable en las cargas de compresión. Las mediciones efectuadas muestran el desarrollo de fricción negativa en la parte superior de la pila y el incremento de la fricción positiva en el resto del elemento. Es importante señalar que, a diferencia de la prueba efectuada en el EPFL, no se observan cambios significativos en la cabeza ni en la punta de la pila. Dichas diferencias se asocian a la relativamente baja restricción que el sistema de reacción y la arcilla opusieron a la deformación de los extremos del elemento.

Por otra parte, al reducir la temperatura se produce una reducción en la carga axial y aparecen fuerzas de tensión en la parte inferior de la pila. Los cambios en la resistencia por fricción movilizada son contrarios a los del caso anterior, mostrando un incremento en la parte superior del elemento.

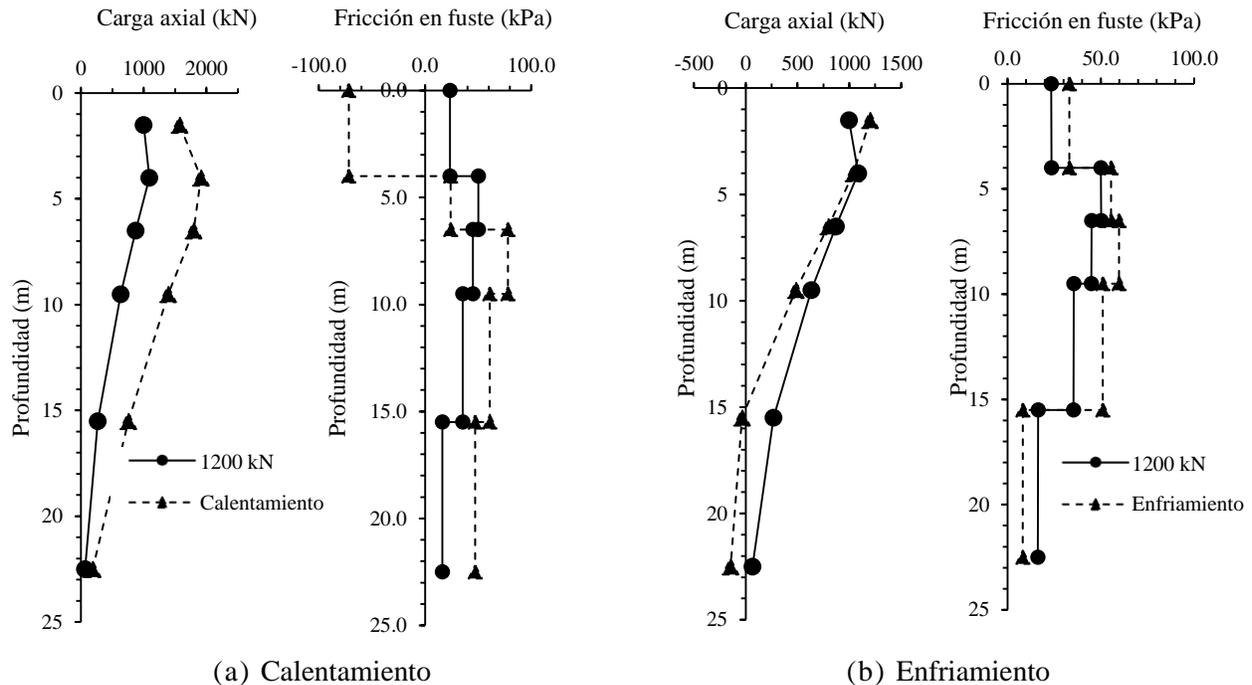


Fig. 2.20 Respuesta observada en una pila de energía en Lambeth College (adaptado de Bourne-Webb *et al.*, 2013)

2.4.1.3. Academia de la Fuerza Aérea de los Estados Unidos de Norteamérica

Murphy *et al.* (2015) investigaron el comportamiento de ocho pilas de energía de 0.61 m de diámetro y 15.2 m de longitud, construidas en un edificio de la Academia de la Fuerza Aérea de los Estados Unidos de Norteamérica ubicado en Colorado Springs. Tres de las pilas fueron instrumentadas con extensómetros y termopares, las cuales se equiparon con un sistema de tuberías de polietileno de alta densidad de 19 mm de diámetro con configuración en U doble.

2. Estructuras termoactivas y las pilas de energía

El perfil estratigráfico estaba conformado por tres estratos. En la parte superior se encontró un relleno arenoso con limos y grava de 1 m, seguido de un depósito de arena y grava con un espesor de 2.5 m y un estrato de arenisca. Los elementos se sometieron a un incremento de temperatura de 18°C sin la aplicación de carga mecánica.

La distribución de temperatura fue relativamente constante a lo largo del eje de las pilas, con excepción de la punta (Fig. 2.21a). Como se observa en la Fig. 2.21b, los esfuerzos térmicos desarrollados son consistentes con los resultados presentados por Laloui *et al.* (1999) y Bourne-Webb *et al.* (2009). En este caso, la restricción impuesta en la punta del elemento produce un aumento significativo en los esfuerzos de compresión.

Por otra parte, los datos experimentales indican la movilización de fricción negativa en la pila hasta una profundidad aproximada de 12 m (Fig. 2.22). Dicho nivel coincide con el punto de máximo esfuerzo axial. De acuerdo con los autores, este punto representa el lugar geométrico en el cual el elemento no experimenta desplazamiento relativo respecto al suelo.

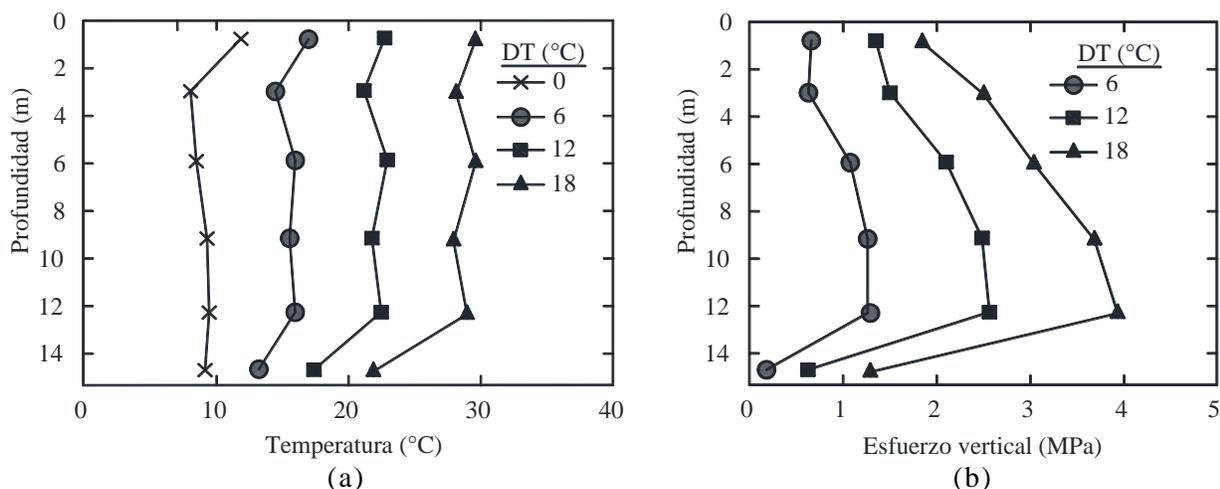


Fig. 2.21 a) Distribución de temperatura, y b) esfuerzos verticales (adaptado de Murphy *et al.*, 2015)

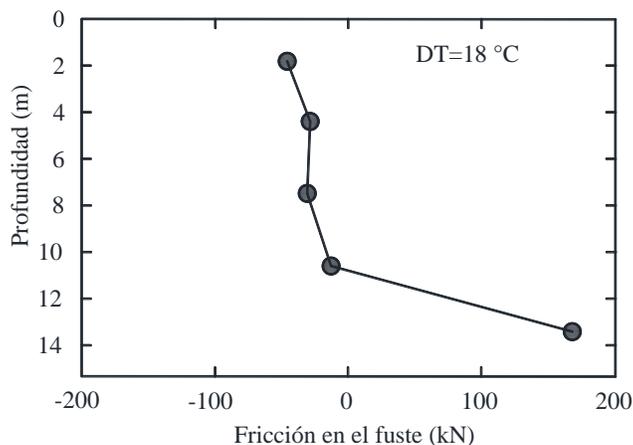


Fig. 2.22 Fricción en el fuste para cambio de temperatura (DT) de 18°C (adaptado de Murphy *et al.*, 2015)

2.4.2. Modelos en centrífuga

Los modelos a escala en centrífuga se utilizan para representar fenómenos en los que la gravedad es la fuerza dominante del sistema. Esta técnica se basa en el concepto de similitud geométrica, según la cual un modelo a escala reducida experimenta un estado de esfuerzo similar a un prototipo a escala real N veces mayor, si se somete a una aceleración centrípeta igual a N veces la aceleración de la gravedad de la Tierra, g (Taylor, 2004). Los modelos en centrífuga facilitan el control en las propiedades de los suelos ensayados. Asimismo permiten la evaluación de múltiples condiciones de análisis y la incorporación de mayor instrumentación respecto a las pruebas de campo (Stewart y McCartney, 2014). A continuación, se describen dos pruebas en centrífuga efectuadas en pilas de energía.

2.4.2.1. Universidad de Colorado en Boulder

Stewart y McCartney (2014) llevaron a cabo un ensayo para analizar el comportamiento mecánico de una pila de punta de 50.8 mm de diámetro y 533 mm de longitud, equipada con un sistema de tuberías para intercambio de calor con una configuración en U triple, sometida a una aceleración centrípeta de 24g (prototipo de 1.2 m de diámetro y 12.8 m de longitud). El suelo utilizado fue un limo de baja compresibilidad (ML) parcialmente saturado. Para simular el comportamiento de punta, se restringió la deformación de la parte inferior del elemento colocándolo encima del contenedor del modelo. La pila se instrumentó con extensómetros y termopares. Adicionalmente, se instalaron transductores de desplazamiento (LVDT) en la cabeza del elemento y en diferentes puntos de la superficie del suelo (Fig. 2.23).

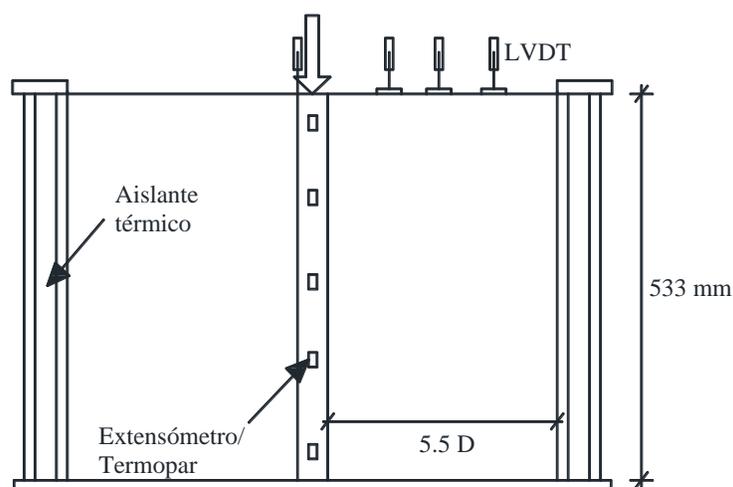
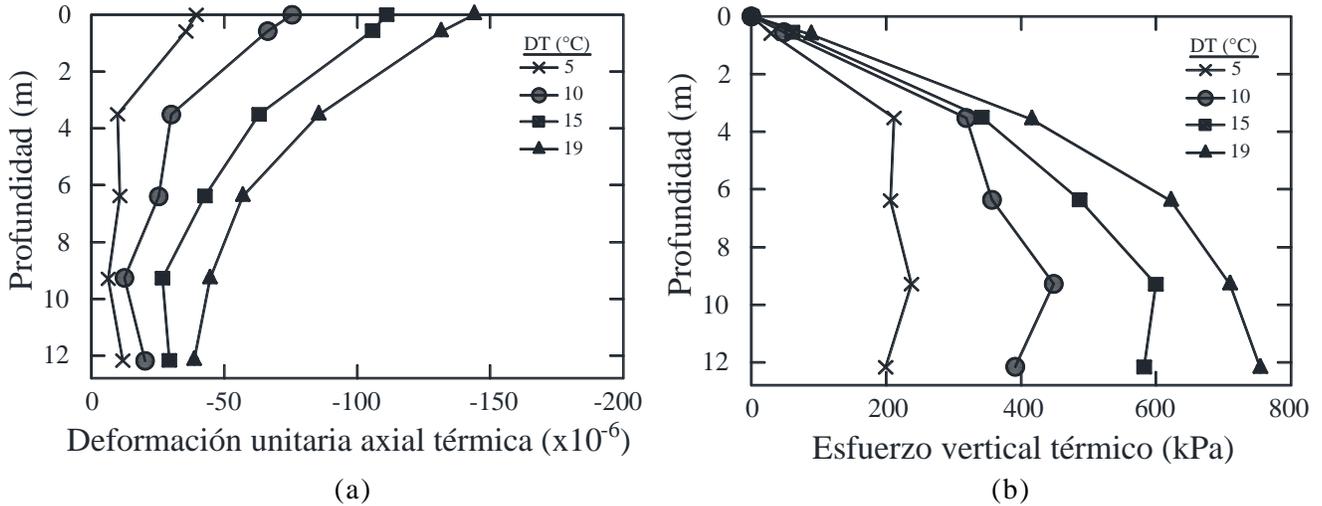


Fig. 2.23 Modelo a escala de pila de energía e instrumentación (adaptado de Stewart y McCartney, 2014)

La pila se sometió a un esfuerzo en la cabeza de 384 kPa, seguido de cuatro ciclos de calentamiento con un incremento máximo de temperatura de 19 °C. Los resultados de deformación unitaria axial y esfuerzo térmico vertical en términos del prototipo se presentan en la Figura 2.24. En general, las

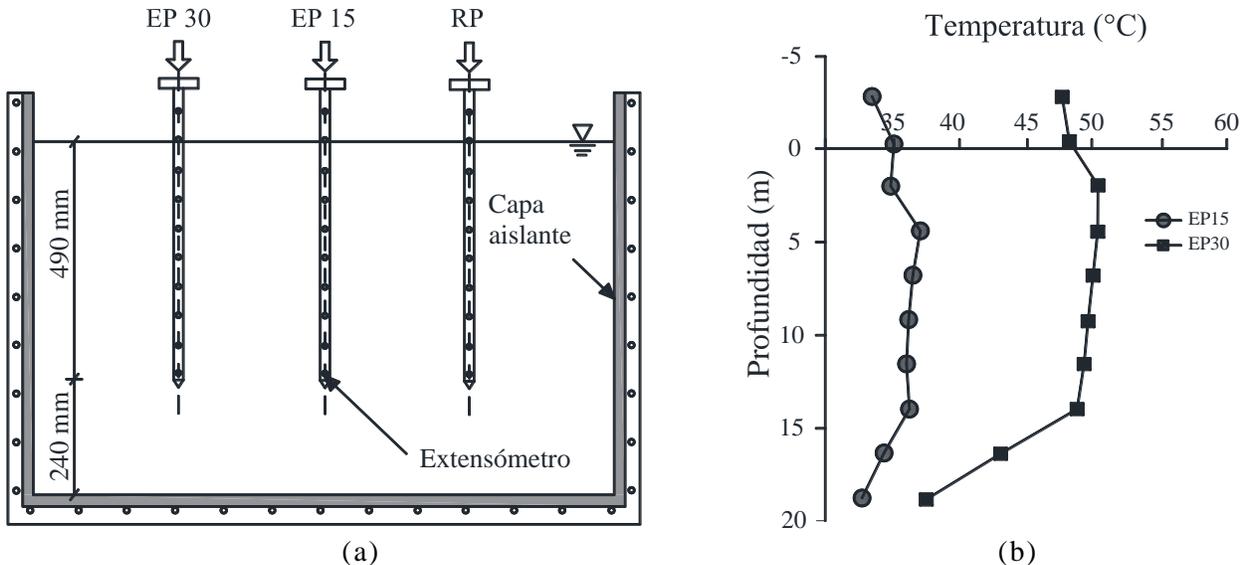
2. Estructuras termoactivas y las pilas de energía

máximas deformaciones se presentan cerca de la cabeza del modelo, mientras que los esfuerzos térmicos máximos se encuentran en la parte inferior del elemento.



2.4.2.2. Universidad de Ciencia y Tecnología de Hong Kong

Ng *et al.* (2015) investigaron los efectos de diferentes combinaciones de carga mecánica y térmica en la respuesta de pilas de energía a partir de tres modelos en centrífuga de 22 mm de diámetro y 490 mm de longitud sometidos a una aceleración centrípeta de 40g (prototipo de 0.44 m de diámetro y 19.6 m de longitud). Todos los modelos se construyeron de aluminio y se instalaron en una capa de arena de Toyura saturada de 730 mm de espesor. La instrumentación consistió en extensómetros y termopares ubicados a distintas profundidades de los elementos (Fig. 2.25a).



El primer modelo, denominado pila de referencia (RP), fue sometido únicamente a cargas mecánicas incrementales de 200 N (320 kN para el prototipo) hasta alcanzar una deformación del 10% de diámetro. Las otras dos pilas modelo, denominadas EP15 y EP30, se calentaron hasta alcanzar un cambio de temperatura máximo de 15 y 30°C respectivamente. La carga térmica se aplicó en un tiempo de 10 minutos y se mantuvo por 2 horas (correspondientes a 11 y 133 días para el prototipo). A continuación, se les aplicó cargas mecánicas según el procedimiento detallado para la pila RP. Al igual que en la prueba de carga de Murphy *et al.* (2015), los datos experimentales indican una distribución de temperatura relativamente constante a lo largo del eje de las pilas con excepción de la punta (Fig. 2.25b).

La Figura 2.26 presenta la distribución de carga axial para los tres casos estudiados. Los resultados de la pila RP muestran una distribución típica de elementos sometidos únicamente a carga mecánica (disminución de la carga con la profundidad). Por otra parte, en la Figura 2.26b se observa el desarrollo de fricción negativa en la parte superior de la pila EP15 al calentarse y la consecuente aparición de un eje neutro. En la medida que la carga mecánica aumenta, la fricción negativa disminuye. Para una carga de 459 kN la fricción negativa desaparece y se moviliza únicamente fricción positiva a lo largo de todo el fuste. En respuesta, el nivel neutro sube, ubicándose en la cabeza del elemento. La pila EP30 presenta un comportamiento similar. En este caso, la carga mecánica requerida para la eliminación de la fricción negativa es de 772 kN.

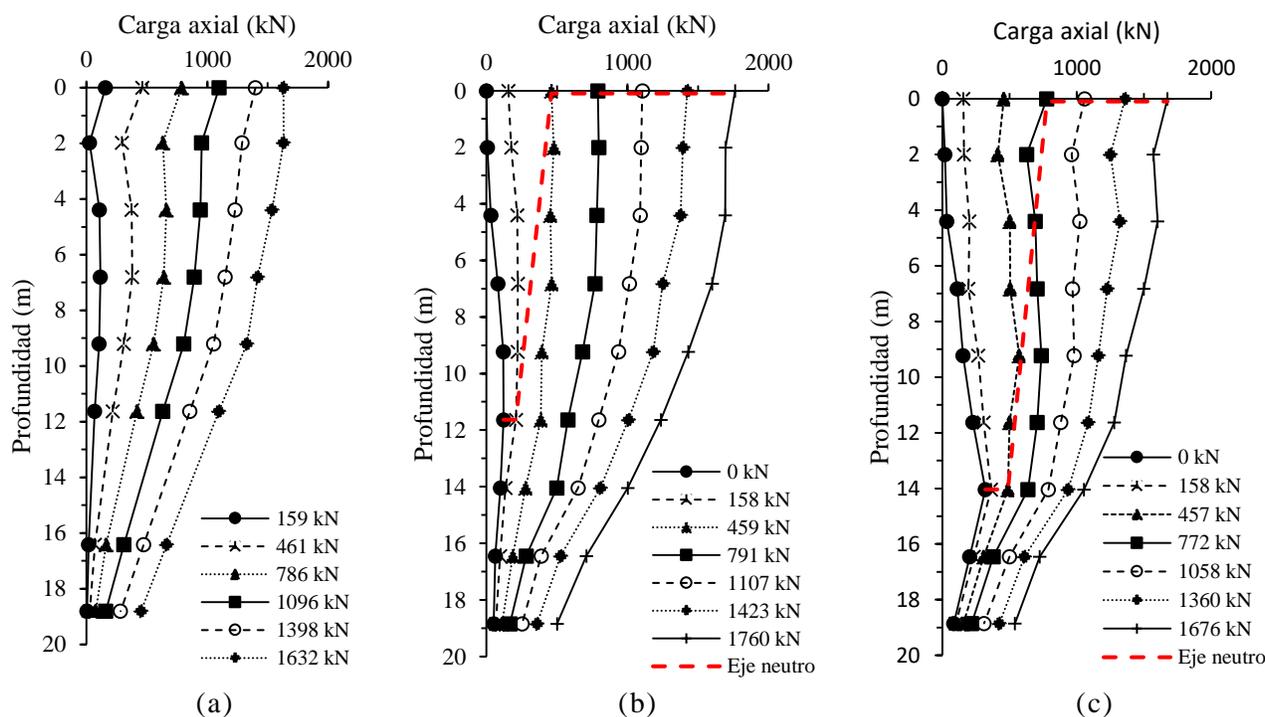


Fig. 2.26 Distribución de carga axial en modelos: a) RP, b) EP15, y c) EP30 (adaptado de Ng *et al.*, 2015)

2.4.3. Deformaciones y esfuerzos térmicos en pilas de energía

En el caso de cuerpos libres, la deformación unitaria axial térmica ε_L es proporcional al coeficiente de expansión térmica del material α ($^{\circ}\text{C}^{-1}$), y al cambio de temperatura (ΔT):

$$\varepsilon_L = \alpha \cdot \Delta T \quad (2.17)$$

Los resultados presentados en los apartados 2.4.1 y 2.4.2 muestran que, al ser sometidas a ciclos de calefacción y enfriamiento, las pilas experimentan deformaciones axiales menores a la condición de cuerpo libre (ε_L). Esto se debe a la restricción parcial que ejerce el suelo y la superestructura en el elemento. En general, las máximas deformaciones se presentan en los extremos de la pila y se reducen en dirección al denominado eje nulo. El eje nulo se define como el punto donde la pila no experimenta desplazamiento relativo al suelo durante la aplicación de las cargas térmicas (Knellwolf *et al.*, 2011) y su ubicación depende de la rigidez de las fronteras (provista por la superestructura en la cabeza y la presencia de un estrato de suelo rígido en la punta) y la fricción movilizada en el fuste (Murphy *et al.*, 2015).

Para cuerpos parcialmente restringidos, la deformación unitaria axial restringida ε_r se define como la diferencia entre la deformación axial libre ε_L y la observada ε_o :

$$\varepsilon_r = \varepsilon_L - \varepsilon_o \quad (2.18)$$

Al limitarse la deformación térmica, se crea un esfuerzo térmico σ_T . Si se asume que el elemento es un material homogéneo y elástico, el esfuerzo y la carga térmica (Q_T) correspondientes pueden obtenerse a partir del módulo de elasticidad del material E y el área transversal de la pila A (Laloui y Di Donna, 2011):

$$Q_T = -EA\varepsilon_r = \sigma_T A \quad (2.19)$$

En la Ec. (2.19) el signo negativo indica que la interacción con el suelo genera una fuerza que restringe la deformación de la pila (Amatya *et al.*, 2012). Así, la carga total en las estructuras termoactivas Q_{total} es la suma de la carga mecánica Q_M y la térmica Q_T :

$$Q_{total} = Q_M + Q_T \quad (2.20)$$

La magnitud y distribución de estas cargas dependen del tipo de suelo circundante y de las restricciones a la deformación que se suman en la cabeza y punta de la pila. Una forma alternativa para evaluar los esfuerzos térmicos generados en la pila es a partir del concepto de grado de libertad η , el cual se define como la relación entre la deformación unitaria axial observada ε_o y la libre ε_L :

$$\eta = \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_L} \quad (2.21)$$

El valor de η varía entre 0 (pila completamente restringida) y 1 (cuerpo libre). Con base en este parámetro, la deformación axial restringida ε_r se determina a partir de la ecuación:

$$\varepsilon_r = (1-\eta) \varepsilon_L = (1-\eta) \alpha \Delta T \quad (2.22)$$

Por lo que la carga térmica se puede calcular como:

$$Q_T = -EA \varepsilon_r = -EA (1-\eta) \alpha \Delta T \quad (2.23)$$

2.4.4. Modelos conceptuales

Amatya *et al.* (2012) propusieron diversos modelos conceptuales simplificados para caracterizar el comportamiento de las pilas de energía en función del tipo de restricción en los extremos. En éstos se supone que el elemento se encuentra embebido en un suelo homogéneo, que la resistencia en el fuste movilizada es constante y que el suelo no experimenta expansión térmica ($\alpha = 0$). Según dichos autores, el comportamiento de pilas libres en sus extremos puede describirse de la siguiente manera:

- **Carga mecánica.** La carga en la cabeza de la pila moviliza la fricción en el fuste. La carga axial se reduce linealmente con la profundidad (Fig. 2.27a).
- **Combinación de carga mecánica y enfriamiento.** Al enfriarse, la pila se contrae, generando esfuerzos de tensión (Fig. 2.27b). Los esfuerzos térmicos y mecánicos movilizados tienen la misma dirección arriba del eje nulo y contraria debajo de éste. Dependiendo de la magnitud del cambio de temperatura y del nivel de restricción que oponga el suelo, pueden generarse tensiones en la parte inferior de la pila (Fig. 2.27c).
- **Combinación de carga mecánica y calentamiento.** Al calentarse, la pila se expande, generando esfuerzos de compresión (Fig. 2.27d). La dirección de los esfuerzos térmicos y mecánicos movilizados es contraria a la descrita en el punto anterior. En este caso, pueden presentarse incrementos significativos en la fuerza de compresión del elemento.

Los efectos de las restricciones en los extremos de la cimentación se muestran en la Figura 2.28. Se observa que, al prevenir las fronteras (superestructura en la cabeza y los estratos de suelo en la punta) la libre deformación del elemento, se genera una carga axial adicional en dichos puntos. En la medida que las restricciones en la cabeza y la punta se incrementan, la deformación axial observada, y por ende la fricción en el fuste movilizada, se reduce. Así, en un caso extremo, el comportamiento de la pila tiende al de un cuerpo completamente restringido, presentando una carga axial constante a lo largo del elemento. La forma de los diagramas de deformación axial restringida, carga axial y esfuerzo cortante en la interfaz suelo-estructura ante cargas termo-mecánicas para diferentes tipos de restricciones se muestran en las Figuras 2.29 y 2.30.

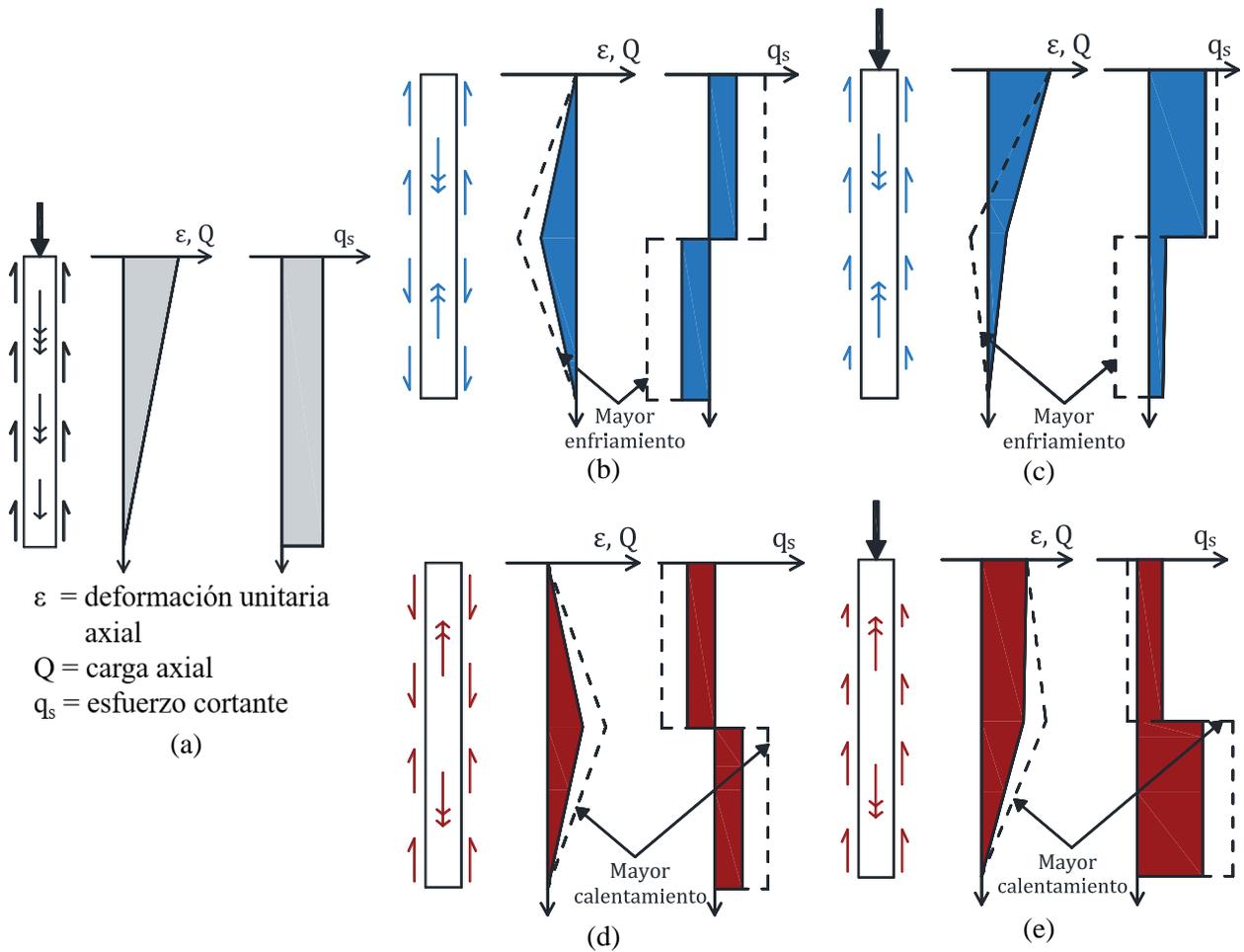


Fig. 2.27 Mecanismo de respuesta ante cargas termo-mecánicas: a) carga, b) enfriamiento, c) carga y enfriamiento, d) calentamiento, e) carga y calentamiento (adaptado de Amatya *et al.*, 2012)

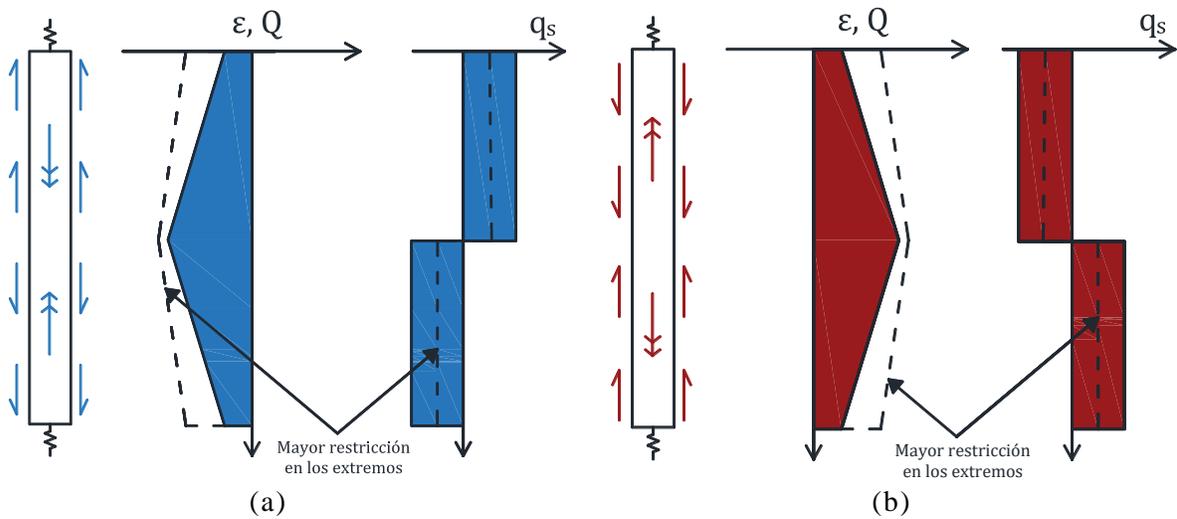


Fig. 2.28 Mecanismo de respuesta de una pila con restricciones en los extremos ante cargas térmicas: a) ciclo de enfriamiento, b) ciclo de calentamiento (adaptado de Bourne-Webb *et al.*, 2013)

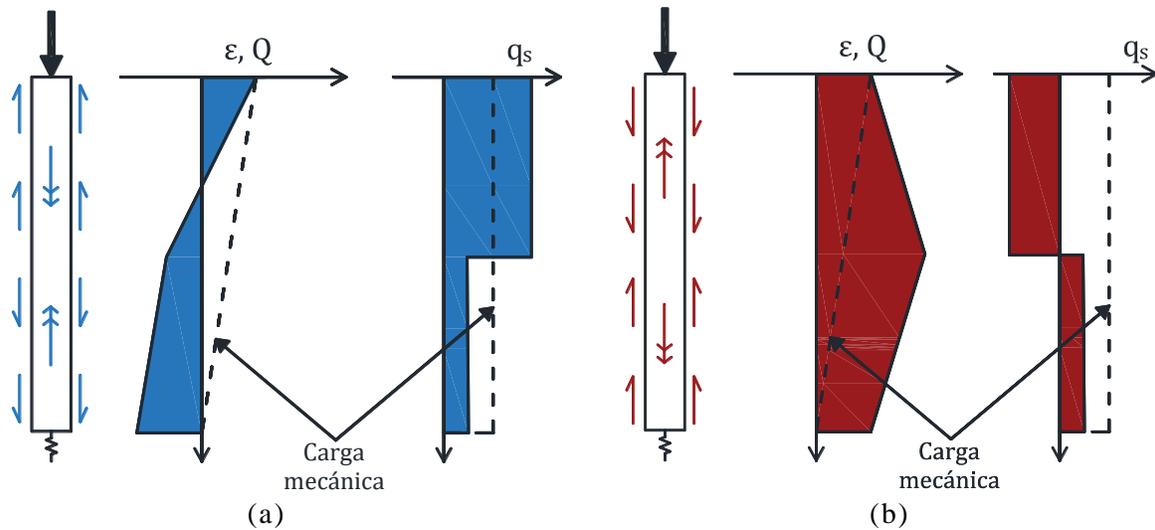


Fig. 2.29 Mecanismo de respuesta ante cargas termo-mecánicas con restricción parcial en la punta: a) carga y enfriamiento, b) carga y calentamiento (adaptado de Bourne-Webb *et al.*, 2013)

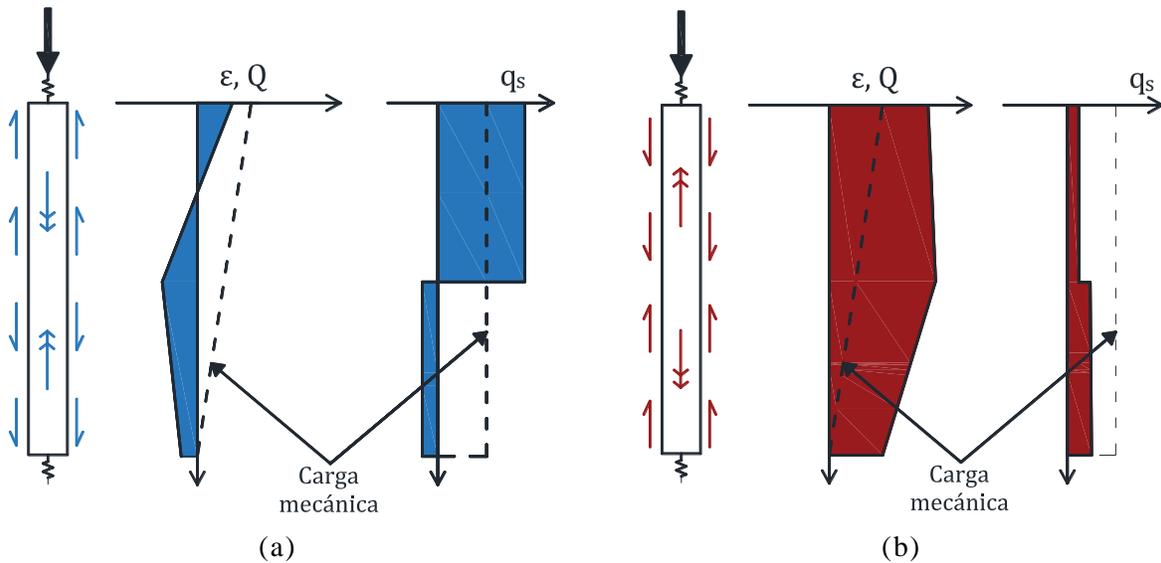


Fig. 2.30 Mecanismo de respuesta ante carga termo-mecánica con restricción parcial en los extremos: a) carga y enfriamiento, b) carga y calentamiento (adaptado de Bourne-Webb *et al.*, 2013)

A pesar de que los modelos antes descritos representan una herramienta útil para analizar de manera global los mecanismos de carga que afectan las pilas de energía, diversos autores han señalado sus múltiples limitaciones (Abuel-Naga *et al.*, 2015; Murphy *et al.*, 2015; Abdelaziz y Ozudogru, 2016). Al respecto, estos modelos no son capaces de evaluar los efectos de la heterogeneidad del subsuelo, las deformaciones radiales, los cambios en las propiedades mecánicas de los materiales y la distribución no uniforme de las deformaciones. Además, es importante señalar que, en el caso de enfriamiento, estos modelos consideran que el suelo posee resistencia a tensión, por lo que se presentan fuerzas de tensión en la punta de la pila. Según Bourne-Webb *et al.* (2012), dicha suposición es poco realista y se recomienda concebir la pila con una condición libre en su punta.

2.5. Efectos de los cambios de temperatura en el comportamiento mecánico de los suelos

El estudio del comportamiento termo-mecánico de los suelos, en particular de grano fino, es una tarea compleja que tradicionalmente ha sido relegada a aplicaciones especiales de la mecánica de suelos, como el estudio de suelos permanentemente congelados y el análisis de depósitos de desechos radioactivos. Algunas de las primeras investigaciones experimentales para caracterizar los efectos de las variaciones de temperatura en los suelos mostraron resultados contradictorios. Éstos fueron atribuidos a la complejidad del fenómeno y del material estudiado (Laloui, 2001). Sin embargo, trabajos recientes (Huckel y Pellegrini, 1992; Laloui y Cekerevac, 2003; Cekerevac y Laloui, 2004; Abuel-Naga *et al.*, 2006) han establecido un marco conceptual sólido con el que se han desarrollado modelos constitutivos avanzados con base en la teoría de la elastoplasticidad y el estado crítico (Modaresi y Laloui, 1997; Cui *et al.*, 2000; Laloui y François, 2009; Hamidi y Khazaei, 2010; Hong *et al.*, 2016; Vieira y Maranhã, 2016). En los siguientes apartados se describen los principales efectos térmicos en el comportamiento mecánico de los suelos arcillosos respecto a: 1) cambios volumétricos, 2) comportamiento en condiciones no drenadas, 3) esfuerzo de preconsolidación y parámetros de compresibilidad, 4) resistencia al corte y módulo de Young.

2.5.1. Cambios volumétricos

Las deformaciones volumétricas inducidas por cambios de temperatura en suelos de grano fino dependen de la historia de esfuerzos del material (Laloui, 2001), como se observa en la Figura 2.31. Los resultados de pruebas de laboratorio indican que las arcillas normalmente consolidadas (NC) se contraen al ser calentadas, experimentando una deformación no lineal (Abuel-Naga *et al.*, 2015). En cambio, las arcillas fuertemente preconsolidadas exhiben un comportamiento dilatante hasta cierta temperatura, a partir de la cual empiezan a contraerse (Laloui y Cekerevac, 2003).

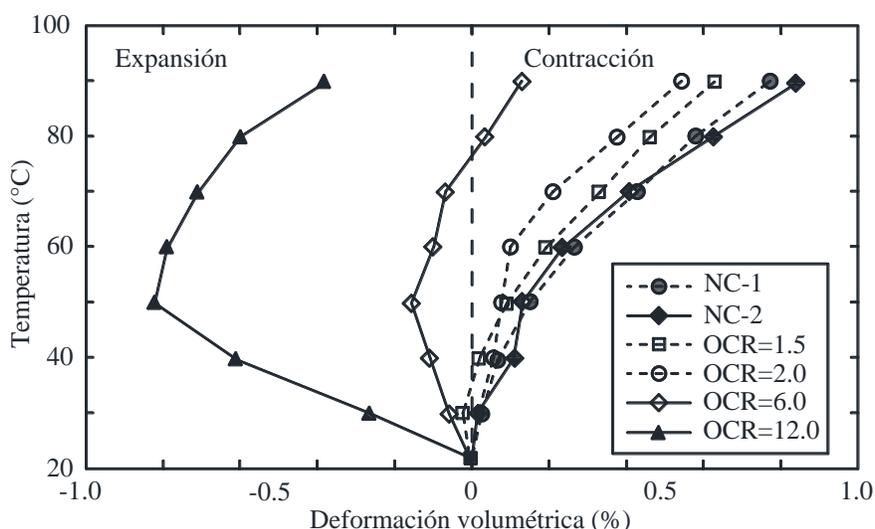


Fig. 2.31 Deformación volumétrica térmica inducida por cambios de temperatura (adaptado de Cekerevac y Laloui, 2004)

El comportamiento en un ciclo completo (calentamiento-enfriamiento) muestra que las deformaciones térmicas son en su mayor parte reversibles en dilatación e irreversibles en compresión (Fig. 2.32). Dicho comportamiento contrasta con el de un sólido termo-elástico, el cual al ser sometido a incrementos de temperatura presenta únicamente deformaciones reversibles. La magnitud de la deformación debido a efectos térmicos depende del tipo de suelo (especialmente de su plasticidad) y del estado de esfuerzos (Fig. 2.33).

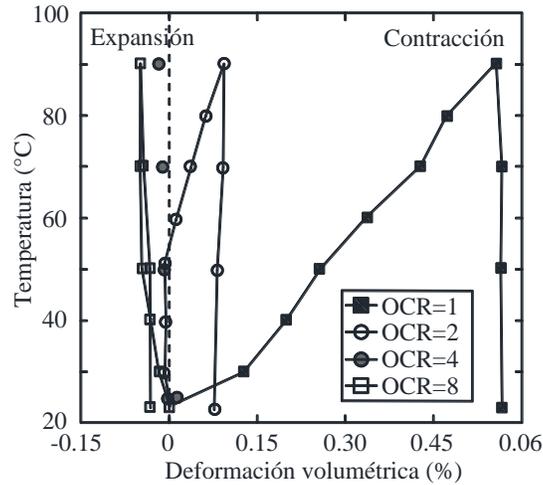


Fig. 2.32 Deformación volumétrica térmica inducida por cambios de temperatura para un ciclo calentamiento-enfriamiento (adaptado de Abuel-Naga *et al.*, 2015)

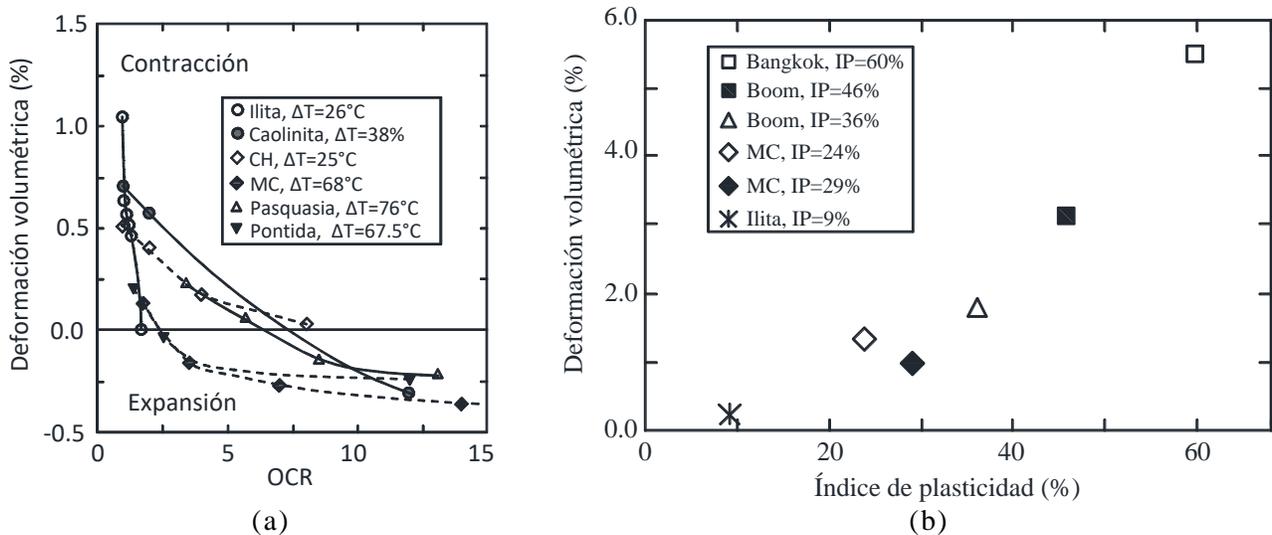


Fig. 2.33 Deformación volumétrica inducida térmicamente respecto a: a) relación de preconsolidación, b) índice de plasticidad, con $\Delta T \approx 60-70^\circ\text{C}$ (adaptado de Abuel-Naga *et al.*, 2007a)

Diversos investigadores han relacionado los efectos de los cambios de temperatura a modificaciones en la interacción físico-química entre las partículas de arcilla. Así, cuando un suelo se calienta bajo carga constante, todos sus componentes tienden a dilatarse. En el caso de estar saturado, la dilatación reduce la resistencia al corte en los contactos individuales entre las partículas

2. Estructuras termoactivas y las pilas de energía

(Mitchell y Soga, 2005). Lo anterior se debe a una disminución en la resistencia de la capa de agua adsorbida y a la variación en la distancia entre las partículas que ocasionan un desequilibrio entre las fuerzas electrostáticas y de Van der Waals (Laloui, 2001). En consecuencia, se produce un colapso parcial de la estructura del suelo y una disminución en la relación de vacíos hasta que éste sea capaz de soportar el esfuerzo actuante. Durante el enfriamiento no se experimenta un cambio de volumen adicional debido a que la disminución de la temperatura aumenta la resistencia de la estructura del suelo. Ciclos térmicos posteriores producen variaciones más pequeñas (casi despreciables y reversibles), dado que la estructura ha sido previamente fortalecida (Mitchell y Soga, 2005).

2.5.2. Comportamiento en condiciones no drenadas

Cuando un suelo saturado es calentado en condiciones no drenadas, la diferencia entre la expansión térmica del agua libre y el esqueleto sólido inducen un exceso de presión de poro. Dado que las cargas externas permanecen constantes, dicho incremento induce una reducción en el esfuerzo efectivo del suelo (Modaressi y Laloui, 1997). Hueckel y Pellegrini (1992) demostraron que este comportamiento puede provocar la falla en suelos sometidos a esfuerzos desviadores constantes.

Por otra parte, la presión de poro inducida térmicamente depende de la historia de esfuerzos del material. Abuel-Naga *et al.* (2014) señalan que a mayor presión de confinamiento y menor relación de preconsolidación (OCR) la presión de poro inducida por cambios de temperatura aumenta (Fig. 2.34).

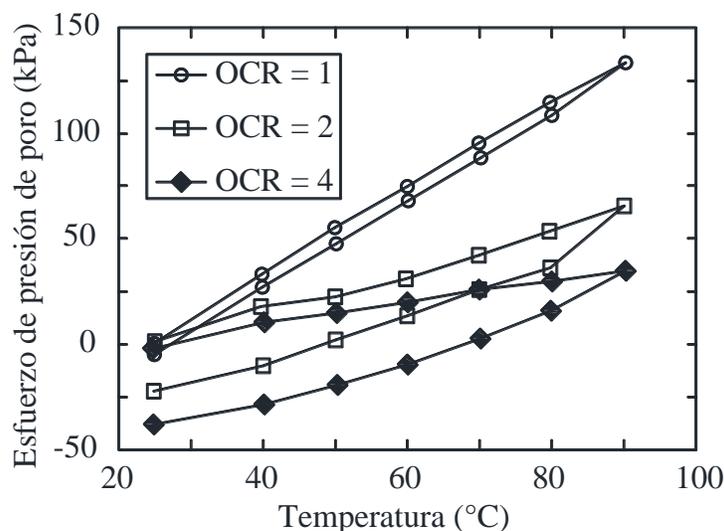


Fig. 2.34 Presión de poro inducida térmicamente en arcilla de Bangkok para diferentes OCR, $\sigma'_c = 200 \text{ kPa}$ (adaptado de Abuel-Naga *et al.*, 2007a)

2.5.3. Esfuerzo de preconsolidación y parámetros de compresibilidad

Resultados experimentales obtenidos en consolidómetros y cámaras triaxiales con control térmico indican que la presión de preconsolidación σ'_c decrece con la temperatura T , como se observa en

la Figura 2.35a. Laloui y Cekerevac (2003) observaron que la tendencia de la curva $\sigma'_c - T$ es similar para diferentes tipos de arcillas y propusieron la siguiente relación de dependencia entre ambas variables:

$$\sigma'_c(T) = \sigma'_c(T_0) \{1 - \gamma_T \log[T/T_0]\} \quad (2.24)$$

donde $\sigma'_c(T_0)$ es el esfuerzo de preconsolidación a una temperatura de referencia T_0 , $\sigma'_c(T)$ es el esfuerzo de preconsolidación a la temperatura T y γ_T es un parámetro del material. Dicha ecuación representa una superficie de fluencia para carga térmica en condiciones isotrópicas (Fig. 2.35b).

Con base en esta información, Cui *et al.* (2000) y Laloui y Cekerevac (2003) propusieron un mecanismo termo-plástico que relaciona la evolución de σ'_c y los cambios volumétricos descritos anteriormente. Según estos autores, un suelo en condiciones isotrópicas sometido a cargas térmicas puede seguir tres trayectorias diferentes en función de su estado inicial de esfuerzos. La descripción de cada una de éstas se presenta en las Tablas 2.7 y 2.8.

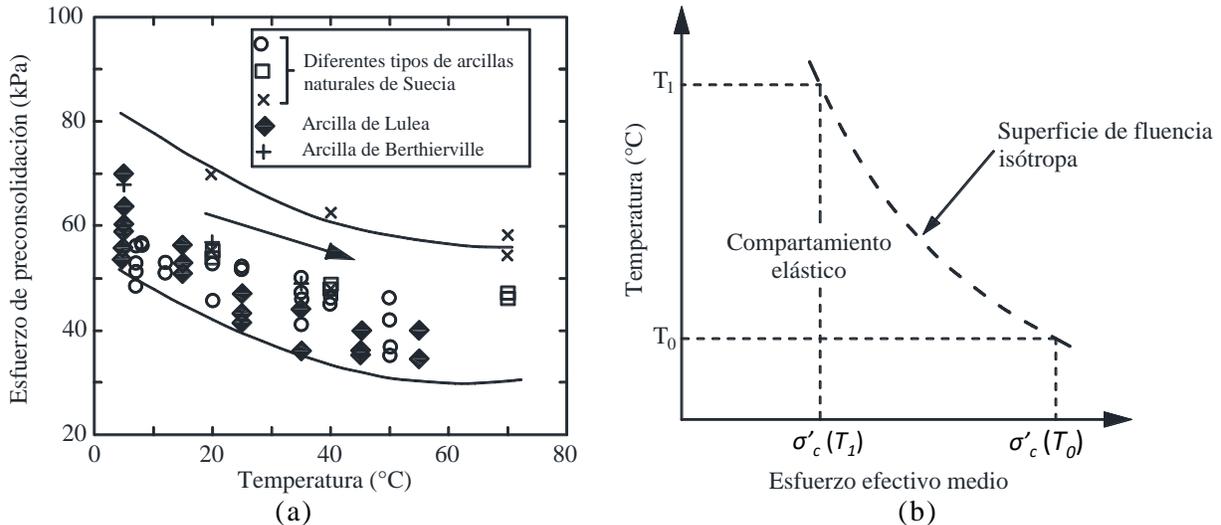
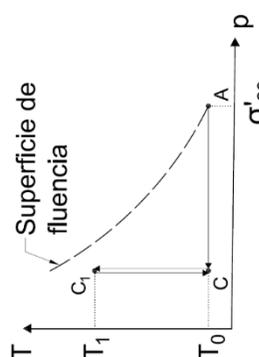
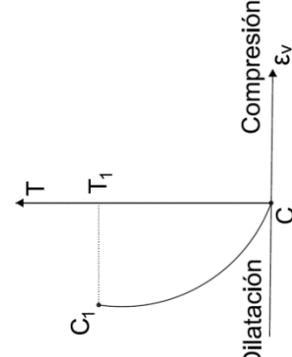
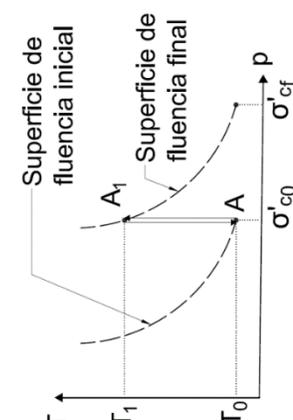
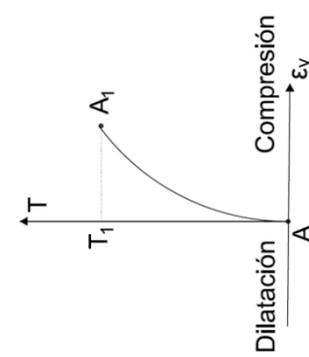


Fig. 2.35 Comportamiento del esfuerzo de preconsolidación: a) variación con la temperatura, b) límite de fluencia isotrópico (adaptado de Laloui y Cekerevac, 2003)

La Figura 2.36 muestra los resultados experimentales de arcillas sometidas a diferentes procesos de consolidación térmica. En la Figura 2.36a se observan las denominadas curvas de consolidación térmica, cuya forma se asemeja a las curvas de consolidación tradicionales. Por otra parte, la Figura 2.36b presenta las curvas de compresibilidad de una arcilla a distintas temperaturas, de éstas se destaca que las pendientes de los diferentes tramos son aproximadamente paralelas. Por lo que la influencia de la temperatura en estos parámetros se considera despreciable (Modaressi y Laloui, 1997).

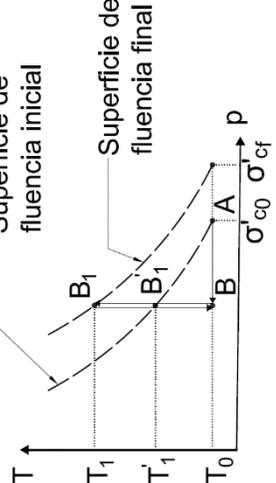
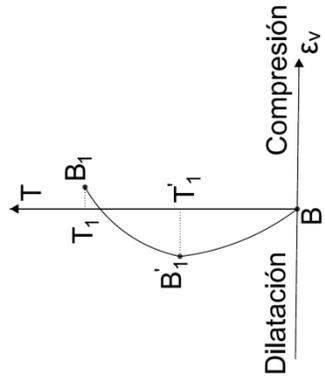
2. Estructuras termoactivas y las pilas de energía

Tabla 2.7 Trayectorias de carga y deformación volumétrica en función del estado inicial de esfuerzo (Parte 1 de 2)

Caso	Trayectoria**	Deformación volumétrica	Descripción
<p>Suelo fuertemente preconsolidado (estado inicial de esfuerzos A, descarga mecánica A→C y carga térmica C→C₁)</p>			<p>La trayectoria seguida durante la carga térmica (C→C₁) se encuentra dentro de los límites de la superficie de fluencia, por lo que las deformaciones térmicas son exclusivamente recuperables (termo-elasticidad).</p>
<p>Suelo normalmente preconsolidado (estado inicial de esfuerzos A y carga térmica A→A₁)</p>			<p>Al aplicar carga térmica (T₀→T₁) el esfuerzo de preconsolidación se reduce. Dado que el esfuerzo efectivo permanece constante, se provoca una deformación volumétrica plástica, induciendo un endurecimiento térmico. La superficie de fluencia se desplaza de manera tal que el nuevo esfuerzo de preconsolidación a la temperatura T₁ sea el esfuerzo actuante. En consecuencia, el esfuerzo de preconsolidación a la temperatura inicial (T₀) se incrementa. El suelo se preconsolida y su comportamiento ante nuevas cargas térmicas será igual al descrito en el párrafo anterior.</p>

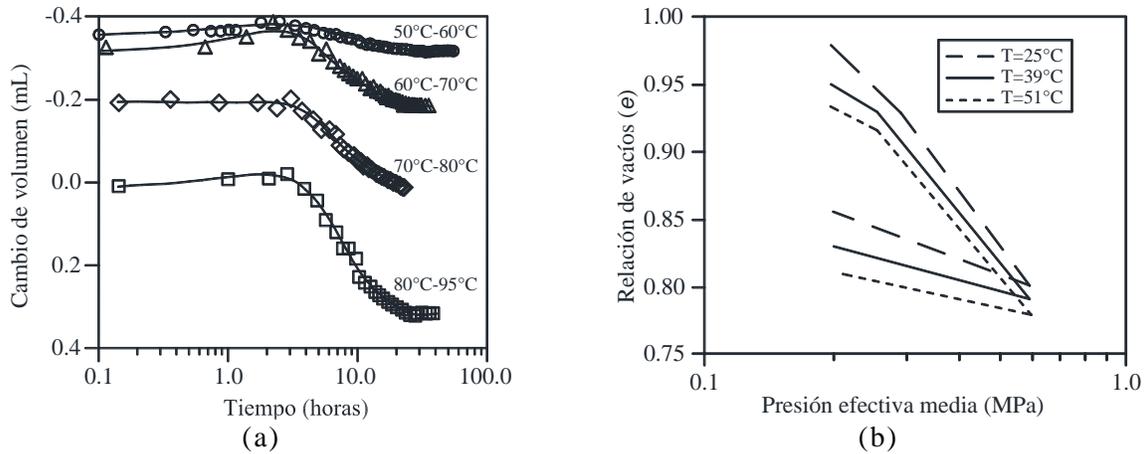
**Donde σ'_{c0} es el esfuerzo de preconsolidación inicial y σ'_{cf} el esfuerzo de preconsolidación final.

Tabla 2.8 Trayectorias de carga y deformación volumétrica en función de estado inicial de esfuerzo (Parte 2 de 2)

Caso	Trayectoria**	Deformación volumétrica	Descripción
<p>Suelo ligeramente preconsolidado (estado inicial de esfuerzos A, descarga mecánica de A→B y carga térmica de B→B₁)</p>	 <p>Este diagrama muestra la relación entre el esfuerzo vertical p (eje horizontal) y la temperatura T (eje vertical). Se representan dos superficies de fluencia: una sólida para la 'Superficie de fluencia inicial' y una punteada para la 'Superficie de fluencia final'. Las trayectorias de carga y descarga se muestran como líneas que conectan los puntos A, B, B₁ y A₁. Los esfuerzos de preconsolidación inicial (σ'_{c0}) y final (σ'_{cf}) están marcados en el eje p. Las temperaturas T₀, T₁ y T'₁ están marcadas en el eje T.</p>	 <p>Este diagrama muestra la relación entre la temperatura T (eje vertical) y la deformación volumétrica ϵ_v (eje horizontal). Se muestran trayectorias de carga y descarga que conectan los puntos B, B₁ y T₁. El punto B está en el eje ϵ_v, indicando una zona de dilatación. El punto B₁ está a una temperatura T₁ y una deformación B'₁. El punto T₁ está a una temperatura T₁ y una deformación T₁. Las zonas de 'Dilatación' y 'Compresión' están etiquetadas en el eje ϵ_v.</p>	<p>Si el suelo se encuentra ligeramente preconsolidado (trayectoria A-B-B'₁-B₁) su estado de esfuerzos inicial se ubica en la zona de comportamiento elástico.</p> <p>Cualquier cambio de temperatura produce inicialmente una deformación volumétrica termo-elástica, hasta alcanzar la superficie de fluencia (B'₁) debido a la disminución del esfuerzo de preconsolidación.</p> <p>A partir de este punto, el suelo experimenta deformaciones termo-plásticas que generan endurecimiento térmico y desplazamiento de la superficie de fluencia., como la indicada para un suelo normalmente</p>

**Donde σ'_{c0} es el esfuerzo de preconsolidación inicial y σ'_{cf} el esfuerzo de preconsolidación final.

2. Estructuras termoactivas y las pilas de energía



2.5.4. Resistencia al corte y módulo de Young

Diversos estudios (Graham *et al.*, 2001; Kuntiwattanakul *et al.*, 1995; Abuel-Naga *et al.*, 2007b; Cekerevac y Laloui, 2004) han comprobado que el aumento de la temperatura produce un incremento en la resistencia al corte no drenada de los suelos arcillosos. A pesar de esto, el comportamiento de la resistencia al corte en condiciones drenadas es un fenómeno aún en investigación. Algunos autores han concluido que el calentamiento del material disminuye su resistencia, mientras que otros reportan un ligero incremento. Laloui (2001) presenta un resumen de pruebas de laboratorio efectuadas por diversos investigadores, las cuales se presentan en la Figura 2.36a. Se observa que el ángulo de fricción en el estado crítico puede aumentar, disminuir o permanecer constante ante un incremento de temperatura. Por otra parte, los resultados presentados por Cekerevac y Laloui (2004) muestran el aumento del módulo de Young debido al calentamiento del suelo (Fig. 2.36b).

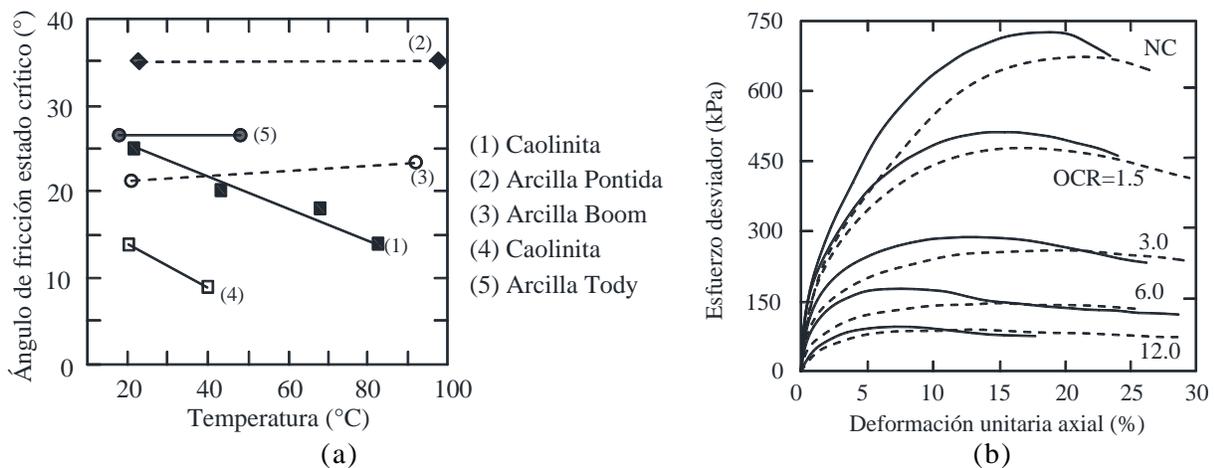


Fig. 2.37 a) Variación del ángulo de fricción en estado crítico (adaptado de Laloui, 2001), y b) curva esfuerzo desviador contra deformación unitaria axial, presión de confinamiento 600 kPa, temperatura 22°C (línea punteada) y 90°C (línea sólida) (adaptado de Cekerevac y Laloui, 2004)

2.6. Métodos de análisis de pilas de energía

En los últimos años se han desarrollado diferentes métodos analíticos y numéricos para el análisis de pilas de energía. Éstos se dividen en tres categorías: 1) reglas empíricas, 2) modelos desacoplados, y 3) modelos numéricos acoplados o termo-hidro-mecánicos (THM). Pese a que actualmente ninguno de ellos permite evaluar en su totalidad las complejas interacciones descritas en los apartados 2.4 y 2.5, estos métodos representan una herramienta valiosa para el estudio y comprensión del comportamiento termo-mecánico de esta tecnología. En los apartados siguientes se describe de forma general cada uno de ellos.

2.6.1. Reglas empíricas

Diversos autores han sugerido las siguientes reglas empíricas para estimar los efectos térmicos en las pilas de energía:

- I. Calcular la variación de la carga axial suponiendo que el elemento se encuentra completamente restringido.
- II. Evaluar la máxima deformación considerando que la pila se comporta como un cuerpo libre.

Aunque esta metodología es una forma práctica para definir las condiciones límites a las cuales pueden estar sometidas las pilas, su uso puede llevar a soluciones extremadamente conservadoras (Bourne-Webb *et al.*, 2014).

2.6.2. Modelos desacoplados

Los efectos térmicos se consideran únicamente en el cálculo de las deformaciones volumétricas de la pila, las cuales se suponen termo-elásticas. Así, la deformación unitaria total del elemento ε_t se divide en una parte elástica ε^e y una térmica ε^T :

$$\varepsilon_t = \varepsilon^e + \varepsilon^T \quad (2.25)$$

donde el valor de ε^T se obtiene a partir del coeficiente de expansión térmica α de la pila y del cambio de temperatura ΔT al que está sometido. A partir de esta información, se evalúan el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones entre el suelo y el elemento.

Los modelos desacoplados se basan en tres hipótesis fundamentales: 1) las propiedades de la pila (módulo de elasticidad y coeficiente de expansión térmica) son constantes a lo largo de toda su longitud, 2) el suelo es inerte térmicamente, y 3) las propiedades mecánicas de los suelos son independientes de la temperatura (Knellwolf *et al.*, 2011). Dicho enfoque ha sido implementado en métodos de transferencia de carga y en modelado numérico con elementos finitos, procedimientos que se describen a continuación.

2.6.2.1. Métodos de transferencia de carga

En este caso, la interacción suelo-pila se representa a través de funciones de transferencia de carga. Esta metodología, ampliamente utilizada para estimar el comportamiento de pilas sometidas a carga mecánica vertical (modelos T-z) y horizontal (modelos p-y), puede adaptarse fácilmente para considerar cargas térmicas. Para ello se obtienen primero las deformaciones causadas por la carga mecánica. Posteriormente, éstas se utilizan como estado inicial y se estiman las cargas térmicas a través de un proceso iterativo. Peron *et al.* (2011) describen dicho proceso de la siguiente manera:

- I. Se selecciona un valor inicial de deformación observada ε_o . Para ello se supone que la pila se comporta como cuerpo libre y su valor se determina a partir de la Ec.(2.17).
- II. Utilizando las curvas T-z se determinan las fuerzas de reacción movilizadas por la carga térmica.
- III. Se calcula el esfuerzo térmico σ_T como la sumatoria de las fuerzas externas divididas entre el área A de la pila.
- IV. Se determina la deformación restringida ε_r dividiendo el esfuerzo térmico σ_t entre el módulo de elasticidad del material.
- V. Se recalcula la deformación observada a partir de la Ec. (2.18). En caso de ser diferente a la inicial, se repiten los pasos II-IV hasta que el valor de ε_o converja.

De la misma forma, es posible añadir un resorte en la cabeza de la pila para simular la restricción de la superestructura. Esta metodología fue utilizada inicialmente por Knellwolf *et al.* (2011) y validada a partir de resultados de pruebas de campo efectuadas en Suiza (Laloui *et al.*, 2006) y Reino Unido (Bourne-Webb *et al.*, 2009) y han sido implementada en un programa de cómputo comercial denominado Thermo-Pile[®].

En años recientes, diversos autores han presentado modificaciones al procedimiento propuesto por Knellwolf *et al.* (2011), entre las que destacan las aportaciones de McCartney y Rosenberg (2011) para considerar el efecto de las deformaciones radiales de la pila, y la inclusión de la degradación cíclica de la interfaz suelo-estructura propuesta por Suryatriyastuti *et al.* (2014) y Pasten y Santamarina (2014).

2.6.2.2. Modelado numérico con elementos finitos

Se trata de un método simplificado de modelado numérico propuesto por Yavari *et al.* (2014), recomendado para evaluaciones preliminares y validado con los datos experimentales utilizados por Knellwolf *et al.* (2011). En este la pila se modela como un material lineal elástico no poroso y los efectos térmicos se simulan imponiendo a la pila una deformación volumétrica correspondiente al producto del coeficiente volumétrico de expansión térmica del elemento (α_v) por el cambio de temperatura (ΔT).

2.6.2.3. Limitaciones de los modelos desacoplados

A pesar de su creciente popularidad, los modelos desacoplados poseen importantes limitaciones. Al respecto, Bourne-Webb *et al.* (2016a) demostraron que el ignorar las deformaciones volumétricas del suelo puede llevar a predicciones incorrectas de la interacción suelo-estructura, especialmente para pilas de gran longitud y en suelos con coeficiente de expansión térmica altos. Asimismo Gawecka *et al.* (2017) comprobaron que los modelos desacoplados tiende a sobreestimar los esfuerzos térmicos desarrollados en la pila.

Por último, se debe recordar que las propiedades mecánicas de las arcillas ligeramente preconsolidadas o normalmente consolidadas depende de la temperatura (apartado 2.5). En consecuencia, el uso de este tipo de modelos debe limitarse a pilas construidas en suelos granulares o arcillas fuertemente preconsolidadas.

2.6.3. Modelos termo-hidro-mecánicos

Este enfoque es la herramienta más avanzada para el estudio de las estructuras termoactivas. Consiste en utilizar métodos numéricos con base en elementos finitos o diferencias finitas para simular el comportamiento térmico, hidráulico y mecánico del suelo de forma acoplada. Para ello, el suelo se modela como un medio continuo poroso y se resuelven ecuaciones de conservación de momento, masa y energía de forma simultánea. Actualmente existen diversos programas de cómputo comerciales que permiten efectuar este tipo de análisis como COMSOL Multiphysics, DIANA, Abaqus, FLAC y PLAXIS 2D Thermal.

Los modelos termo-hidro-mecánicos permiten implementar modelos constitutivos avanzados que incluyan la variación de las propiedades mecánicas de los suelos ante carga térmicas, entre los que destaca el modelo ACMEG-T (*Advanced Constitutive Model for Environmental Geomechanics-Thermal effect*) diseñado por Laloui y François (2009). Es importante señalar que, debido a las características de este tipo de análisis, sus cálculos demandan mayores recursos de cómputo y tiempos de ejecución. En consecuencia, su uso se ha visto restringido a proyectos de investigación. Así, se cuentan con relativamente pocos estudios publicados en los cuales se utilice dicho procedimiento (Laloui *et al.*, 2006; Suryatriyastuti *et al.*, 2012; Bodas Freitas *et al.*, 2013; Dupray *et al.*, 2014; Olgun *et al.*, 2014; Di Donna y Laloui, 2015; Rotta Loria *et al.*, 2015; Bourne-Webb *et al.*, 2016; Gawecka *et al.*, 2017), la mayor parte de los cuales consisten en análisis paramétricos que evalúan aspectos específicos del comportamiento de pilas de energía y que utilizan modelos termo-elásticos sencillos (Bourne-Webb *et al.*, 2014).

2.7. Diseño de estructuras termoactivas

La función principal de cualquier estructura de cimentación es la transmisión de carga al suelo, garantizando la funcionalidad y seguridad de la construcción ante estados límites de falla y de servicio. En el caso de las estructuras termoactivas actualmente no existe una metodología de diseño unificada, acorde a las normativas modernas, que permita considerar las diferentes acciones a las que se ven sometidas durante su funcionamiento. A lo largo de los años, dicho proceso se ha

2. Estructuras termoactivas y las pilas de energía

basado en reglas empíricas o en el incremento de los factores de seguridad utilizados para pilas convencionales (Knellwolf *et al.*, 2011). Los principales avances en esta materia se describen en los siguientes párrafos.

2.7.1. Consideraciones geotécnicas generales

El diseño final de una estructura termoactiva requiere la interacción entre el análisis térmico y geotécnico, como se muestra de forma esquemática en la Figura 2.38. En los casos más sencillos, se pueden establecer conjuntamente límites para la variación de la temperatura, que representan las condiciones de frontera para el diseño.

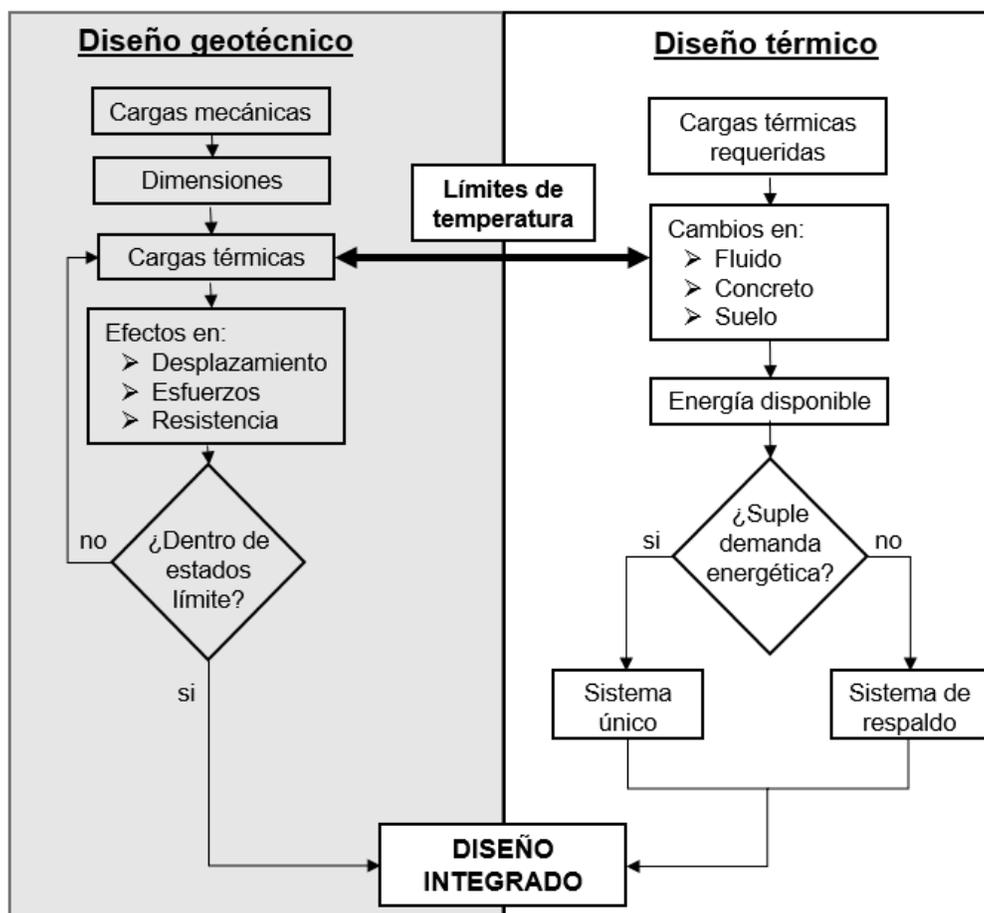


Fig. 2.38 Interacción entre procesos de diseño geotécnico y térmico (adaptado de Bourne-Webb *et al.*, 2016b)

Como se expone en el apartado 2.4, los principales efectos de los cambios de temperatura en las estructuras termoactivas son la generación de deformaciones y esfuerzos térmicos. La relación entre dichos mecanismos no es sencilla y depende de las condiciones particulares de cada proyecto. En general, en la medida que uno de estos mecanismos se restringe, el otro se incrementa y viceversa. Algunos criterios útiles se detallan en la Tabla 2.9.

Tabla 2.9 Criterios sobre el desempeño mecánico de pilas de energía (Bourne-Webb *et al.*, 2016b)

Criterio	Descripción
Deformaciones	Como condición de servicio, las deformaciones térmicas pueden regir el diseño de una pila de energía cuando se utilicen elementos de gran longitud o se produzcan grandes cambios de temperatura durante su funcionamiento. En general, la expansión-contracción térmica en la cabeza de la pila representa entre el 40-60% de los valores máximos de deformación obtenidos ante carga mecánica.
Resistencia	El funcionamiento de las pilas de energía puede ocasionar modificaciones en las propiedades de resistencia y deformabilidad del suelo que la rodea. En estas condiciones es necesario verificar a partir de pruebas de laboratorio o de campo el comportamiento de termo-mecánico de los distintos estratos.
Esfuerzos térmicos y diseño estructural	Los esfuerzos térmicos en una pila de energía pueden alcanzar entre el 50-100% de su límite teórico máximo. Dicha condición puede dominar el diseño estructural de la pila, especialmente considerando que la variación cíclica de los esfuerzos puede inducir agrietamiento en los elementos, reduciendo la durabilidad del concreto. Por último, en caso que la pila se diseñe para extraer calor del subsuelo, es necesario evaluar la adición de refuerzo adicional por tensión.

2.7.2. Normas y guías para el diseño de estructuras termoactivas

En la actualidad, ningún país ha incluido en sus normas o códigos de diseño la integración de intercambiadores de calor en las estructuras geotécnicas. Sin embargo, diversas industrias y organizaciones profesionales han desarrollado guías o criterios generales para el diseño e instalación de dichos sistemas (Bourne-Webb *et al.*, 2014). Entre éstas se encuentran:

- **VDI 4640 Parte 2 (2001):** Guía alemana para el diseño e instalación de bombas de calor geotérmico. No provee mayores detalles sobre estructuras termoactivas y se limita a sugerir que las pilas de energía se pueden estudiar como pozos intercambiadores de calor verticales.
- **SIA D0190 (2005):** Guía suiza para el diseño, construcción y mantenimiento de estructuras termoactivas. Proporciona información específica sobre detalles constructivos (arreglo de tuberías, materiales, etc.), consideraciones de diseño como cargas adicionales y efectos de asentamientos diferenciales.
- **Ground Source Heat Pump Association (2012):** Guía publicada en el Reino Unido que da recomendaciones para el diseño, instalación y selección de materiales para pilas de energía. La guía discute las funciones y responsabilidades de las diversas partes involucradas en este tipo de proyectos, así como aspectos térmicos y geotécnicos fundamentales para el análisis de las pilas.

La principal limitación para la inclusión de las estructuras termoactivas en los códigos de diseño actuales es la integración de los efectos térmicos en las combinaciones de carga. De acuerdo con Bourne-Webb *et al.* (2016), los cambios de temperatura no deben interpretarse directamente como fuerzas, y por ende no deben considerarse como acciones de diseño similares al viento o la nieve.

2. Estructuras termoactivas y las pilas de energía

Dichas variaciones inducen deformaciones unitarias que el diseñador debe considerar en la interacción suelo-estructura durante las diferentes etapas de la vida útil del sistema.

Por otra parte, desde el punto de vista geotécnico existen dudas sobre la inclusión de los efectos térmicos en la evaluación de los estados límites de falla. Al respecto, estudios numéricos desarrollados por Mimouni y Laloui (2014) indican que los incrementos de carga ocasionados por los cambios de temperatura en las pilas de energía son incapaces de generar la falla del elemento, sin importar que durante la interacción con la superestructura se alcance la capacidad de carga última del mismo. No obstante, se requieren más investigaciones experimentales y numéricas para clarificar este punto.

3. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO TERMO-MECÁNICO DE PILAS DE ENERGÍA CON MODELOS NUMÉRICOS ACOPLADOS

El objetivo de este capítulo es profundizar en la comprensión del comportamiento termo-mecánico de las pilas de energía, investigando el impacto que diferentes magnitudes y combinaciones de cargas termo-mecánicas tienen en su desempeño como elemento de cimentación. El estudio se fundamenta en resultados de análisis numéricos termo-hidro-mecánicos acoplados efectuados en una pila aislada considerando condiciones estratigráficas de Coatzacoalcos, Veracruz.

En la primera parte del capítulo se presentan las bases necesarias para el desarrollo de modelos numéricos termo-hidro-mecánicos acoplados. Éstas incluyen una breve descripción de la formulación matemática para la resolución de problemas flujo de calor-deformación mediante el método de elementos finitos (MEF) y una breve descripción de la metodología utilizada para la implementada modelación numérica de pilas de energía.

A continuación, se muestran las condiciones generales utilizadas en los análisis. Se detalla la estratigrafía, la geometría de las pilas, las propiedades de los suelos y el estado inicial de esfuerzos, presión de poro y temperatura. Al respecto, cabe señalar que la información referente a las propiedades mecánicas, hidráulicas y térmicas de los suelos de la zona de estudio es limitada. Debido a ello, los parámetros se asignan considerando valores típicos para los diferentes tipos de suelos, así como correlaciones con el número de golpes de la prueba de penetración estándar (SPT). Se reconoce que dicho procedimiento no es recomendable para el diseño geotécnico de elementos de cimentación. Sin embargo, su uso se estima aceptable tomando en cuenta que el propósito general de los análisis es únicamente describir el comportamiento mecánico de las pilas de energía.

3. Evaluación del comportamiento termo-mecánico de pilas de energía con modelos numéricos acoplados

En el tercer apartado se determina la capacidad de carga de la pila en consideración. Para su estimación se recurren a métodos empíricos basados en resultados de la prueba de penetración estándar y a resultados de la simulación numérica de una prueba de carga.

En los apartados siguientes se presentan los resultados de varios estudios paramétricos efectuados con el código PLAXIS 2D Thermal. En el primer análisis se evalúa la respuesta de las pilas de energía ante combinaciones de cargas mecánicas y térmicas. Posteriormente se investiga la variación en el tiempo del comportamiento de una pila de energía sometida a cargas térmicas estáticas y estacionales. En seguida se analizan las diferencias entre los métodos de análisis acoplados y desacoplados, señalando sus principales implicaciones para el diseño de este tipo de estructuras. Por último, se investiga la variación de los efectos térmicos ante la aplicación de cargas mecánicas accidentales. Para todos los resultados mostrados se consideran positivas las cargas de compresión y los desplazamientos hacia abajo (asentamientos).

3.1. Bases para el desarrollo de análisis termo-hidro-mecánicos acoplados

3.1.1. Formulación matemática

El algoritmo PLAXIS 2D Thermal permite resolver problemas acoplados de flujo-deformación mediante el método de elementos finitos (MEF). Este programa supone que las propiedades de resistencia y rigidez son independientes de la temperatura, por lo que los efectos térmicos se consideran únicamente en términos de las deformaciones volumétricas de los materiales (Brinkgreve *et al.*, 2017). Su formulación numérica se basa en las ecuaciones diferenciales parciales de conservación de momento lineal, materia y energía que se describen a continuación.

3.1.1.1. Conservación de momento lineal

Para un volumen elemental representativo del suelo, la ecuación de conservación de momento lineal está definida por:

$$\nabla \cdot \underline{\underline{\sigma}} + \rho \underline{\underline{g}} = 0 \quad (3.1)$$

donde $\underline{\underline{\sigma}}$ es el esfuerzo total, $\underline{\underline{g}}$ la gravedad y ρ la densidad del medio polifásico que se obtiene como:

$$\rho = (1 - n)\rho_{so} + n S \rho_w + n (1 - S) \rho_a \quad (3.2)$$

donde ρ_{so} , ρ_w y ρ_a son la densidad de la parte sólida, agua y aire (vapor de agua) respectivamente, n la porosidad y S el grado de saturación. Considerando el concepto de esfuerzos efectivos de Terzaghi, la Ec. (3.1) se reescribe como:

$$\nabla \cdot \underline{\underline{\sigma'}} + \nabla P + \rho \underline{\underline{g}} = 0 \quad (3.3)$$

donde $\underline{\sigma}'$ es el esfuerzo efectivo y P la presión de poro media que es función de la presión de poro de agua (p_w) y la presión de poro de aire (p_a). La relación esfuerzo-deformación se define para condiciones no isotérmicas como:

$$d\underline{\sigma}' = \underline{M} \left(d\underline{\varepsilon} - d\underline{\varepsilon}_t \right) \quad (3.4)$$

donde $d\underline{\sigma}'$ es el incremento del esfuerzo efectivo, \underline{M} el tensor de rigidez, $d\underline{\varepsilon}$ la deformación unitaria total y $d\underline{\varepsilon}_t$ la deformación unitaria debido al cambio de temperatura. El valor de $d\underline{\varepsilon}_t$ se obtiene a partir del coeficiente de expansión térmica lineal para en las direcciones x , y y z (α_x , α_y y α_z) como:

$$\underline{d\varepsilon}_t = \begin{bmatrix} \alpha_x & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \alpha_y & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \alpha_z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \underline{m} dT \quad (3.5)$$

donde \underline{m} es el tensor identidad, y dT el cambio de temperatura experimentado por el suelo.

3.1.1.2. Conservación de materia

La ecuación de conservación de materia en cualquier punto del modelo se determina como:

$$n \frac{\partial}{\partial t} [S \rho_w + (1-S) \rho_a] + [S \rho_w + (1-S) \rho_a] \left[\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} + \frac{1-n}{\rho_s} \frac{\partial \rho_s}{\partial t} \right] + \nabla \cdot (J_w + J_a) = 0 \quad (3.6)$$

donde $d\varepsilon_v$ es la deformación unitaria volumétrica, J_w y J_a son el flujo de masa de agua y vapor. Los dos primeros términos de la Ec. (3.6) constituyen la variación interna de masa inducida por los cambios en la presión de poro y temperatura, mientras que el tercer término representa el intercambio de agua y vapor con el exterior. El flujo de masa en agua se determina a partir de la ley de Darcy como:

$$\underline{J}_w = \rho_w \left[\frac{k_{rel}}{\mu} \underline{k}^{int} \left(\nabla P_w + \rho_w \underline{g} \right) \right] \quad (3.7)$$

donde k^{int} es la permeabilidad intrínseca, μ el coeficiente de viscosidad del fluido y k_{rel} la permeabilidad relativa que se define como la relación entre la permeabilidad a un grado de saturación de agua específico y la permeabilidad saturada.

3.1.1.3. Conservación de energía

La ecuación de conservación de energía para un medio poroso puede ser escrita como:

$$\rho c_s \frac{\partial T}{\partial t} - \nabla \cdot (\lambda \nabla T) + \nabla \cdot (\rho_w c_w \bar{v} T) + Q_t = 0 \quad (3.8)$$

3. Evaluación del comportamiento termo-mecánico de pilas de energía con modelos numéricos acoplados

donde el producto $\rho \cdot c_s$ simboliza la capacidad calorífica volumétrica del medio poroso, λ su conductividad térmica, c_w la capacidad calorífica específica del agua, \bar{v} la velocidad del agua y Q_t un término fuente (flujo de frontera aplicado: inyección o extracción de calor).

La capacidad calorífica volumétrica del medio poroso se obtiene a partir de las capacidades caloríficas específicas de la fase sólida (c_{so}), agua (c_w) y aire (c_a) como:

$$\rho c_s = (1 - n)\rho_{so}c_{so} + n S \rho_w c_w + n (1 - S) \rho_a c_a \quad (3.9)$$

De forma similar, la conductividad térmica del medio se calcula como:

$$\lambda = (1 - n)\lambda_{so} + n S \lambda_w + n (1 - S) \lambda_a \quad (3.10)$$

donde λ_{so} , λ_w y λ_a son la conductividad de la fase sólida, agua y aire (vapor) respectivamente.

El primer término de la Ec. (3.8) representa el calor almacenado en el medio, el segunda el calor transferido por conducción (ley de Fourier) y el tercero el calor transferido por convección. Es importante señalar que las ecuaciones utilizadas por el software son similares a las presentadas en el apartado 2.3, con algunas modificaciones para considerar condiciones de los suelos parcialmente saturados.

3.1.2. Metodología de análisis aplicada

Los modelos termo-hidro-mecánicos se reconocen como la herramienta de análisis más completa para el estudio de las estructuras termoactivas. Éstos son una extensión de los análisis acoplados de flujo de agua-deformación, por lo que la metodología utilizada para su desarrollo es similar. En primer lugar, es necesario definir el tipo de análisis (establecido o transitorio), la geometría del modelo y las propiedades de los materiales. Estas últimas dependen de los modelos constitutivos utilizados, pero en general se pueden clasificar en cuatro categorías:

- **Generales:** peso volumétrico (γ), densidad (ρ), relación de vacío (e), porosidad (n).
- **Mecánicas:** parámetros de resistencia y rigidez.
- **Hidráulicas:** conductividad hidráulica (k), contenido de agua volumétrico, curva característica, etc.
- **Térmicas:** conductividad térmica (λ), capacidad calorífica específica (c_s), coeficiente de expansión térmica (α), etc.

A continuación, deben definirse las condiciones de frontera. Para los análisis de flujo de agua y transferencia de calor éstas pueden ser de dos tipos:

- **Condiciones de Dirichlet:** los potenciales en la frontera son conocidos. Se especifican niveles piezométricos y/o temperaturas.

- **Condiciones de Newman:** los gastos en la frontera son conocidos. Se indican caudales y/o tasas de transferencia de calor. Un caso particular es la denominada condición cerrada (o adiabática para fronteras térmicas), en la cual el flujo a través de la frontera es cero.

Por último, se especifican las etapas o fases de análisis. De acuerdo con los objetivos del estudio, es posible definir las condiciones de frontera de dos formas diferentes:

- **Constantes:** la condición de frontera es conocida en cada etapa y se especifica por un nivel de superficie de agua y/o una temperatura correspondiente a un tiempo específico.
- **Dependientes del tiempo:** se considera explícitamente la variación en el tiempo de los niveles de agua y/o la temperatura, los cuales pueden representarse por funciones lineales, armónicas o tablas de variación de niveles de agua o temperatura.

A partir de esta información los algoritmos de análisis resuelven las ecuaciones diferenciales acopladas de flujo-deformación que se detallan en el apartado 2.3.1. Entre los resultados que se obtienen se encuentran potenciales (cargas hidráulicas y/o temperatura), gradientes, velocidades de flujo, gastos, así como esfuerzos y deformaciones. En la Figura 3.1 se presenta de forma esquemática las etapas antes descritas.

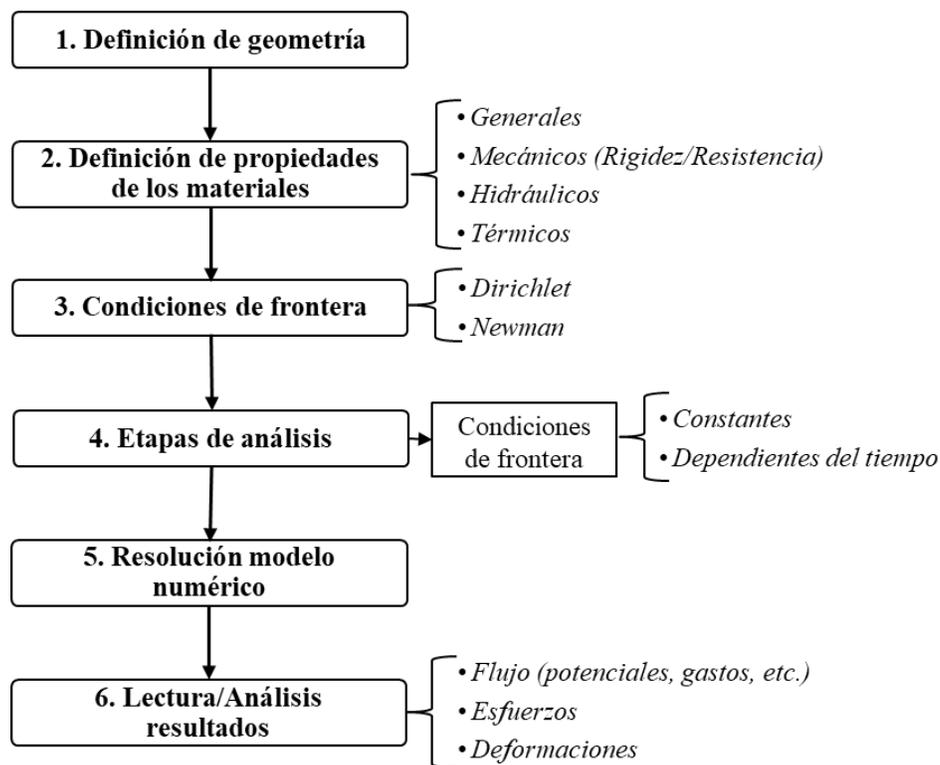


Fig. 3.1 Metodología general propuesta para la realización de análisis termo-hidro-mecánicos acoplados

Con el objetivo de validar la metodología propuesta se simuló las pruebas de carga efectuadas en Lambeth College y en la Universidad de Ciencia y Tecnología de Hong Kong que se describen

3. Evaluación del comportamiento termo-mecánico de pilas de energía con modelos numéricos acoplados

en el apartado 2.4. Estos ensayos se seleccionaron considerando la información disponible respecto a características de la prueba y las propiedades mecánicas y térmicas de los materiales. Los resultados obtenidos y su comparación con las mediciones experimentales se presentan en el Anexo IV. En general, se observa que los procedimientos propuestos permiten predecir de forma satisfactoria el comportamiento termo-mecánico de las pilas de energía tanto en condiciones establecidas como transitorias.

3.2. Consideraciones generales de los análisis realizados

3.2.1. Estratigrafía del sitio de estudio

Las condiciones del subsuelo de Coatzacoalcos (Veracruz) se obtuvieron a partir de información de 4 sondeos de penetración estándar (SPT) desarrollados por Astudillo y Domínguez (2017). La interpretación estratigráfica se muestra en la Figura 3.2. En ésta se presentan además los perfiles de contenido de agua (ω) y el número de golpes del SPT.

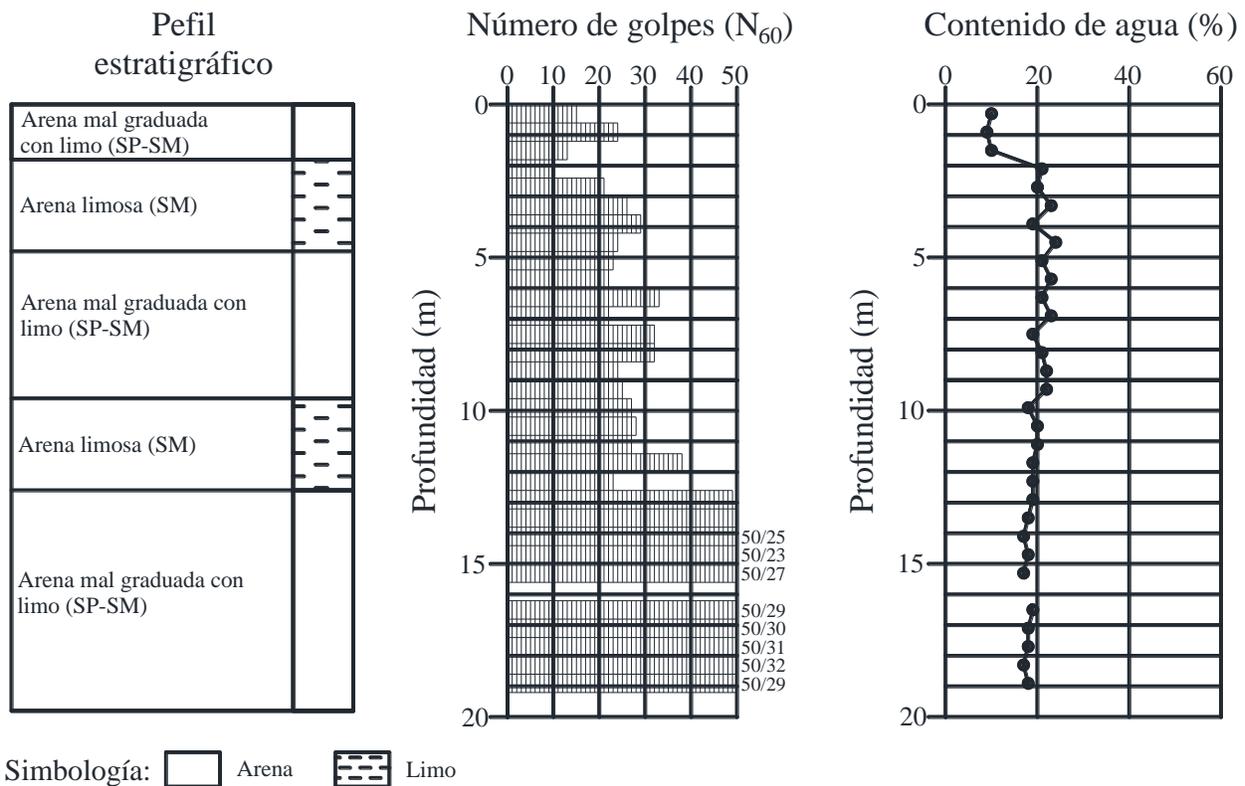


Fig. 3.2 Perfil estratigráfico considerado para el modelado numérico

De la Figura 3.2 se observa que la estratigrafía de la zona está constituida por cinco estratos:

- **Estrato A. Arena mal graduada con limo (SP-SM).** Depósitos eólicos de 1.8 m de espesor constituidos por aproximadamente 92% de arenas de cuarzo y 8% de finos no plásticos, de compacidad media, textura fina, color gris, con número de golpes promedio de 17.

- **Estrato B. Arena limosa (SM).** Depósitos eólicos de 3 m de espesor formados por 85% de arenas de cuarzo y 15% de finos no plásticos, de compacidad media, textura fina, color café, con número de golpes promedio de 22.
- **Estrato C. Arena mal graduada con limo (SP-SM).** Depósitos eólicos de 4.8 m de espesor, constituidos por 90% de arenas de cuarzo y 10% de finos no plásticos, de compacidad media a densa, textura fina, color café, con número de golpes promedio de 27.
- **Estrato D. Arena limosa (SM).** Depósitos eólicos de 3 m de espesor formados por 85% de arenas de cuarzo y 15% de finos no plásticos, de compacidad media, textura fina, color café, con número de golpes promedio de 29.
- **Estrato E. Arena mal graduada con limo (SP-SM).** Depósitos eólicos que se extienden hasta la profundidad del sondeo, constituidos por 92% de arenas de cuarzo y 8% de finos no plásticos, de compacidad densa a muy densa, textura fina, color café, con un número de golpes superior a 50.

3.2.2. Geometría de la pila analizada

El estudio del comportamiento termo-mecánico de pilas de energía se efectúa con un elemento de concreto circular de 0.6 m de diámetro y 15 m de longitud. La selección de esta geometría toma en cuenta la profundidad de los sondeos de exploración geotécnica presentados en el apartado anterior, de forma tal que la punta de la pila se ubica a suficiente distancia del extremo inferior del modelo.

3.2.3. Propiedades de los materiales supuestas en los cálculos

El comportamiento de los diferentes estratos de suelo se representa con el modelo constitutivo Mohr-Coulomb, mientras la pila se modela como un medio isótropo no poroso linealmente elástico. En las Tablas 3.1 y 3.2 se presentan los parámetros mecánicos, hidráulicos y térmicos asignados a cada material.

Tabla 3.1 Propiedades mecánicas de los materiales considerados en el modelo numérico

Material	γ	n	E'	ν'	c'	ϕ'	ψ	K_0
	(kN/m ³)	(-)	(MPa)	(-)	(kPa)	(°)	(°)	(-)
Estrato A	19.1	0.32	49.4	0.30	0	32.0	2.0	0.47
Estrato B	19.9	0.36	62.4	0.30	0	33.4	3.4	0.45
Estrato C	20.0	0.36	75.4	0.30	0	34.8	4.8	0.43
Estrato D	20.2	0.33	83.2	0.30	0	35.3	5.3	0.42
Estrato E	20.4	0.32	130	0.30	0	40.8	10.8	0.35
Concreto	24	---	30000	0.20	---	---	---	---

3. Evaluación del comportamiento termo-mecánico de pilas de energía con modelos numéricos acoplados

Tabla 3.2 Propiedades hidráulicas y térmicas de los materiales considerados en el modelo numérico

Material	k	ρ	c_s	λ	α
	(m/s)	(kg/m ³)	(J/kg/°C)	(W/m/°C)	(10 ⁻⁶ /°C)
Estrato A	1.0x10 ⁻⁵	2600	800	3.72	12
Estrato B	1.0x10 ⁻⁵	2590	800	3.72	12
Estrato C	1.0x10 ⁻⁵	2610	800	3.72	12
Estrato D	1.0x10 ⁻⁵	2580	800	3.72	12
Estrato E	1.0x10 ⁻⁵	2590	800	3.72	12
Concreto	---	2440	890	1.60	10

Los valores de peso volumétrico (γ) y porosidad (n) de los diferentes estratos se tomaron directamente del estudio de mecánica de suelos (Astudillo y Domínguez, 2017), mientras que las propiedades mecánicas se estimaron a partir de correlaciones con el número de golpes del SPT. Para el ángulo de fricción (ϕ) se utilizó la correlación de Peck, Hanson y Thornburn (1974) mediante la aproximación de Wolf (1989):

$$\phi = 27.1 + 0.3 \cdot N_{60} - 0.00054 \cdot (N_{60})^2 \quad (3.11)$$

donde N_{60} es el número de golpes corregido por energía al 60% de la teórica. Los valores de módulo de Young (E') se determinaron con la correlación presentada por Bowles (1986):

$$E' = 2600 N_{55} \quad (3.12)$$

donde N_{55} es el número de golpes corregido por energía al 55% de la teórica. Mientras que los ángulos de dilatación ψ se calcularon como (Brinkgreve *et al.*, 2017):

$$\psi = \phi - 30^\circ \quad (3.13)$$

Para los valores de coeficiente lateral de tierras en reposo (K_0) se empleó la fórmula de Jaky (1944):

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi \quad (3.14)$$

Los valores de relación de Poisson (ν') y las propiedades termo-hidráulicas de los suelos se asignaron considerando valores típicos para arenas, donde la conductividad térmica λ y capacidad calorífica específica c_s de los materiales corresponden a los datos presentados por ATERCYR (2012) y Ochsner *et al.* (2001) respectivamente. Por último, el coeficiente de expansión térmica (α) se obtuvo a partir del criterio de Bourne-Webb *et al.* (2016). De acuerdo a estos investigadores, los coeficientes de expansión térmica de suelos granulares son similares a los reportados para agregados de concreto. En el caso de la cuarcita, este varía entre 11 y 12.6 x 10⁻⁶ °C⁻¹.

Por otra parte, el módulo de elasticidad del concreto se determinó a partir de la fórmula del ACI 318M-08, Ec. 3.15, considerando una resistencia a la compresión (f'_c) de 35 MPa y un peso unitario de 2440 kg/m³.

$$E = w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'_c} \quad (3.15)$$

3.2.4. Condiciones iniciales

El estado inicial de esfuerzos se considera geostático, suponiendo condiciones de presión de poro hidrostáticas y un nivel de aguas freáticas (NAF) ubicado a 3 m de profundidad (Astudillo y Domínguez, 2017). La temperatura media de la zona se obtuvo a partir de las mediciones de la estación meteorológica *La Cangrejera* del Servicio Meteorológico Nacional (Fig. 3.3), ubicada en 18°6'20" O y 94°19'53" N.

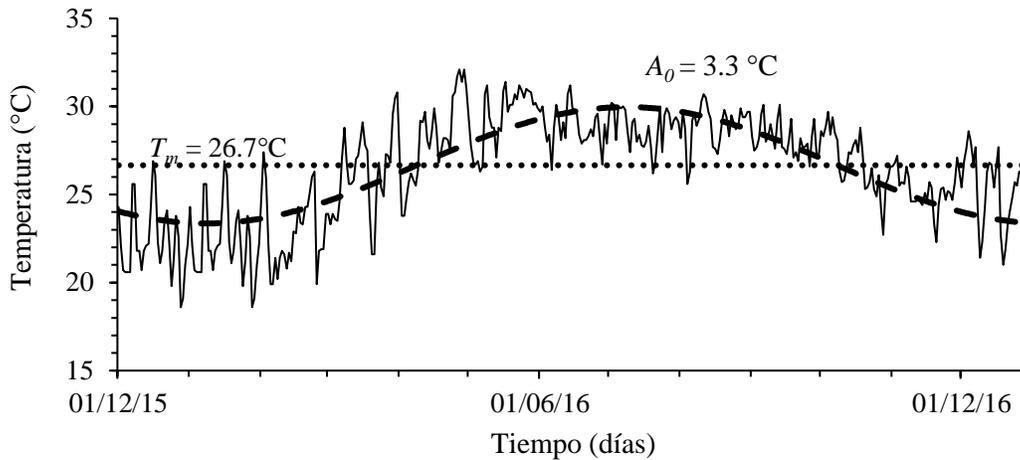


Fig. 3.3 Temperatura media en la estación *La Cangrejera* (Coatzacoalcos, México) y curva sinusoidal idealizada

3.2.5. Características del modelo numérico y condiciones de frontera

Para la simulación numérica de la pila de energía se utiliza un modelo axisimétrico constituido por una malla de 4573 elementos triangulares de 15 nodos, con un refinado alrededor de la punta del elemento y a lo largo de su fuste. La frontera lateral se ubica a 10 m de distancia, mientras que la frontera inferior se establece con base en la información proporcionada por estudio de mecánica de suelo.

En la Figura 3.4, se presentan de forma esquemática las condiciones de frontera mecánicas y térmicas consideradas en los cálculos. Las fronteras laterales de la malla se restringen en dirección horizontal (rodillo), mientras que la frontera inferior se limita en ambos sentidos (apoyo fijo). Respecto a las condiciones térmicas, el eje de simetría se supone como una frontera adiabática (sin flujo de calor) y los extremos derecho, superior e inferior se consideran una temperatura constante igual a 26.7°C.

Todos los análisis se realizan en términos de los esfuerzos efectivos considerando parámetros drenados. Los detalles de cada etapa de estudio se detallan en los siguientes apartados. La aplicación de carga mecánica se considera uniformemente distribuida en la cabeza del elemento,

3. Evaluación del comportamiento termo-mecánico de pilas de energía con modelos numéricos acoplados

mientras los cambios de temperatura se aplican en los nodos de la interfaz pila-suelo (línea roja de la Figura 3.4) a una tasa de $0.5^{\circ}\text{C}/\text{día}$.

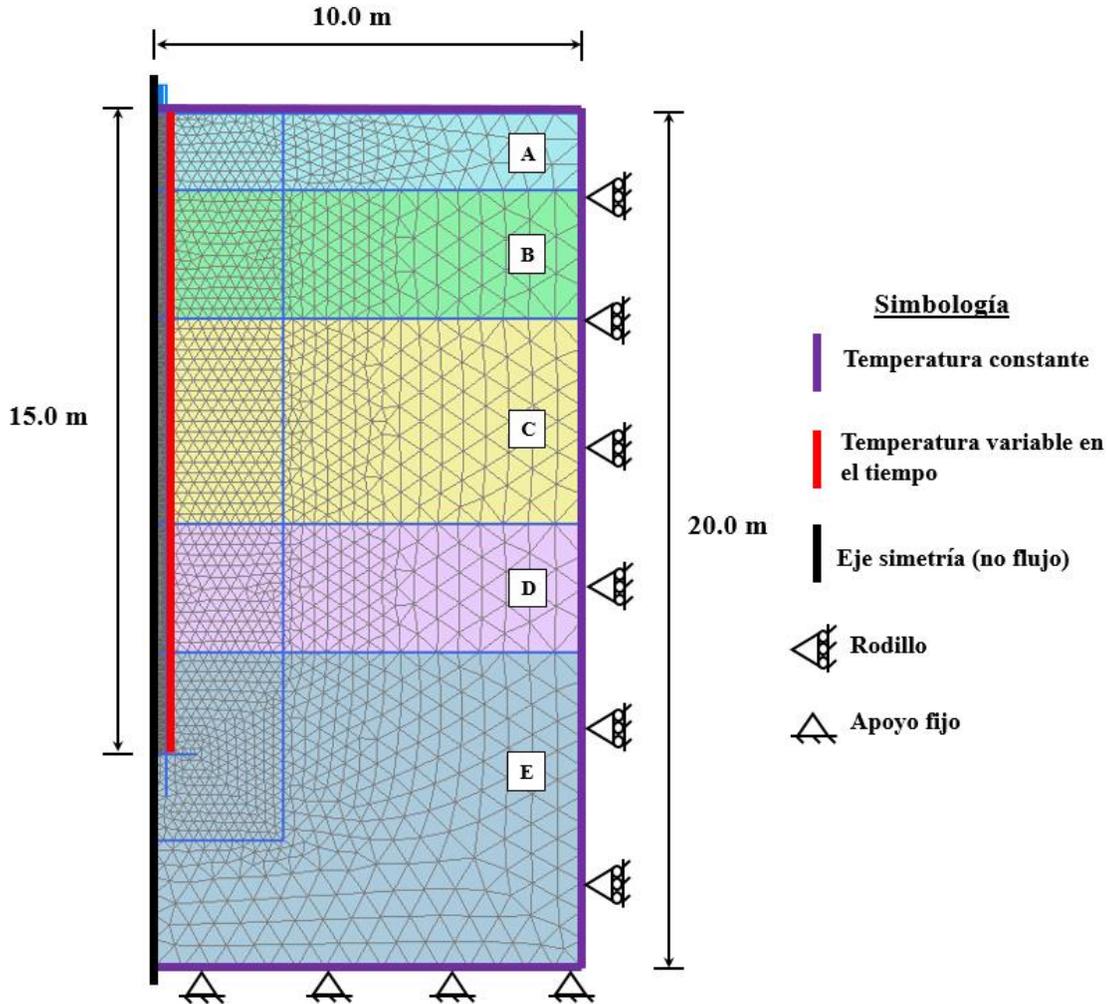


Fig. 3.4 Malla de elementos finitos y condiciones de frontera

3.3. Determinación de la capacidad de carga axial de la pila en estudio

La estimación de la capacidad de carga axial (Q_u) de la pila se efectúa a partir de métodos empíricos (basados en resultados de la prueba de penetración estándar) y de resultados de modelación numérica. Los procedimientos para cada metodología se detallan en los incisos siguientes.

3.3.1. Métodos empíricos

Los métodos empíricos utilizan de forma directa los resultados obtenidos de pruebas de campo para obtener la resistencia unitaria por punta (f_p) y la resistencia unitaria en el fuste (f_s) de la cimentación, y de esta forma estimar su capacidad de carga por punta (C_p) y su capacidad de carga por adherencia y/o fricción lateral (C_f). A lo largo de los años se han establecido diversos criterios basados en la prueba de penetración estándar para pilas coladas *in situ* en arenas. En el presente

trabajo se evalúan se seis de ellos: 1) Reese y Wright (1977), 2) Decourt (1995), 3) FHWA88 modificado (O'Neill y Reese, 1999), 4) Wysockey (1999), 5) Japanese Design Manual of Building Foundations (2001) y 6) FHWA10 (Brown et al., 2010). Las ecuaciones utilizadas para cada metodología se presentan en la Tabla 3.3. Una descripción más detallada de éstos puede consultarse en el Anexo III.

Tabla 3.3 Resumen de criterios empíricos utilizados para determinación de capacidad de carga

Criterio	Resistencia unitaria por punta (f_s)	Resistencia unitaria en el fuste (f_p)	Observaciones
Reese y Wright (1977)	$\frac{N_{60}}{34}$, $N_{60} \leq 53$ (tsf) $\frac{N_{60} - 53}{450} + 1.6$, $N_{60} \leq 100$	$\frac{2}{3} N_{60,p}$, $N_{60} \leq 60$ (tsf) 40, $N_{60} > 60$	$N_{60,p}$: número de golpes promedio desde la punta hasta una profundidad igual a dos veces el diámetro de la pila
Decourt (1995)	$\alpha (2.8 N_{60} + 10)$ (kPa)	$K_b \bar{N}_{60}$ (kPa)	\bar{N}_{60} : número de golpes promedio de las tres mediciones debajo de la punta de la pila. α y K_b : parámetros que dependen del tipo de pila y suelo (Anexo III)
FHWA88 Modificado	$\beta \sigma'_z \leq 200$ kPa	$57.6 N_{60,p} \leq 2900$ kPa	$\beta = 1.5 - 0.24 \sqrt{z}$, $0.25 \leq \beta \leq 1.20$ z : profundidad de análisis
Wysockey (1999)	$4 N_{60}$ (kPa)	$67 N_{60,p}$ (kPa)	-
JDM Building Foundations (2001)	$2.5 N_{60}$ (kPa)	$200 \bar{N}$, $\bar{N} < 60$ (kPa)	\bar{N} : número de golpes promedio en una sección de 2 m alrededor de la punta.
FHWA10	$\beta \sigma'_v$	$57.6 N_{60,p} \leq 2900$ kPa	$\beta \approx (1 - \sin \varphi) \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_v} \right) \tan \varphi$ σ'_c : esfuerzo de preconsolidación σ'_v : esfuerzo efectivo vertical

3. Evaluación del comportamiento termo-mecánico de pilas de energía con modelos numéricos acoplados

La Tabla 3.4 muestra el resumen de los resultados de capacidad de carga obtenidos a partir de los diferentes métodos empíricos, cuyos cálculos pueden consultarse en el Anexo V. Se observa que existe una gran dispersión en los valores. Las menores capacidades de carga se obtienen con los procedimientos de la *Federal Highway Administration* (FHWA88 Modificado y FHWA10), mientras que los valores máximos corresponden a los criterios de Wysockey (1999) y del JDM Building Foundations (2001).

Tabla 3.4 Capacidad de carga estimada a partir de métodos empíricos

Criterio	C_f (kN)	C_p (kN)	Q_u (kN)
Reese y Wright (1977)	2300	903	3203
Decourt (1995)	1542	1626	3168
FHWA88 Modificado	1997	814	2811
Wysockey (1999)	3266	947	4213
JDM Building Foundations (2001)	2041	2827	4868
FHWA10	1662	814	2476

3.3.2. Modelado numérico

El modelado numérico es una herramienta útil para evaluar el comportamiento carga-desplazamiento de pilas. Con este método la capacidad de carga del elemento puede estimarse a partir de la simulación de una prueba de carga, aumentando las acciones por prueba y error hasta definir un mecanismo de carga.

Las etapas consideradas para este análisis son:

- **Etapas 1.** Generación de estado inicial de esfuerzos.
- **Etapas 2.** Instalación de pila. En esta etapa se utiliza el procedimiento recomendado por Wehnert y Vermeer (2004), el cual consiste en sustituir las propiedades del suelo en los elementos donde se ubica la pila por aquellas correspondientes al concreto.
- **Etapas 3.** Aplicación de cargas mecánicas sobre la cabeza de la pila en incrementos de 150 kN hasta alcanzar una deformación total de aproximadamente el 15% del diámetro del elemento (90 mm).

En la Figura 3.5 se presentan las curvas carga-desplazamiento en la cabeza (Δ_c) y distribución de carga axial en la profundidad para diferentes etapas de carga. Los resultados no muestran la generación de un mecanismo de falla claro, por lo que es necesario recurrir a criterios de interpretación de Q_u . En la literatura existen un gran número de metodologías para determinar la capacidad de carga de pilas de acuerdo a las características geométricas del elemento, sus procedimientos constructivos, métodos de prueba y tipos de suelo. En el presente trabajo se evalúan se cinco de éstas: 1) 10% de deformación (Poulos, 1980), 2) Davisson (1972), 3) Hirany y Kulhawy (1989), 4) O'Neill y Reese (1999), y 5) Ng *et al.* (2001). Las ecuaciones utilizadas para cada metodología se presentan en la Tabla 3.5.

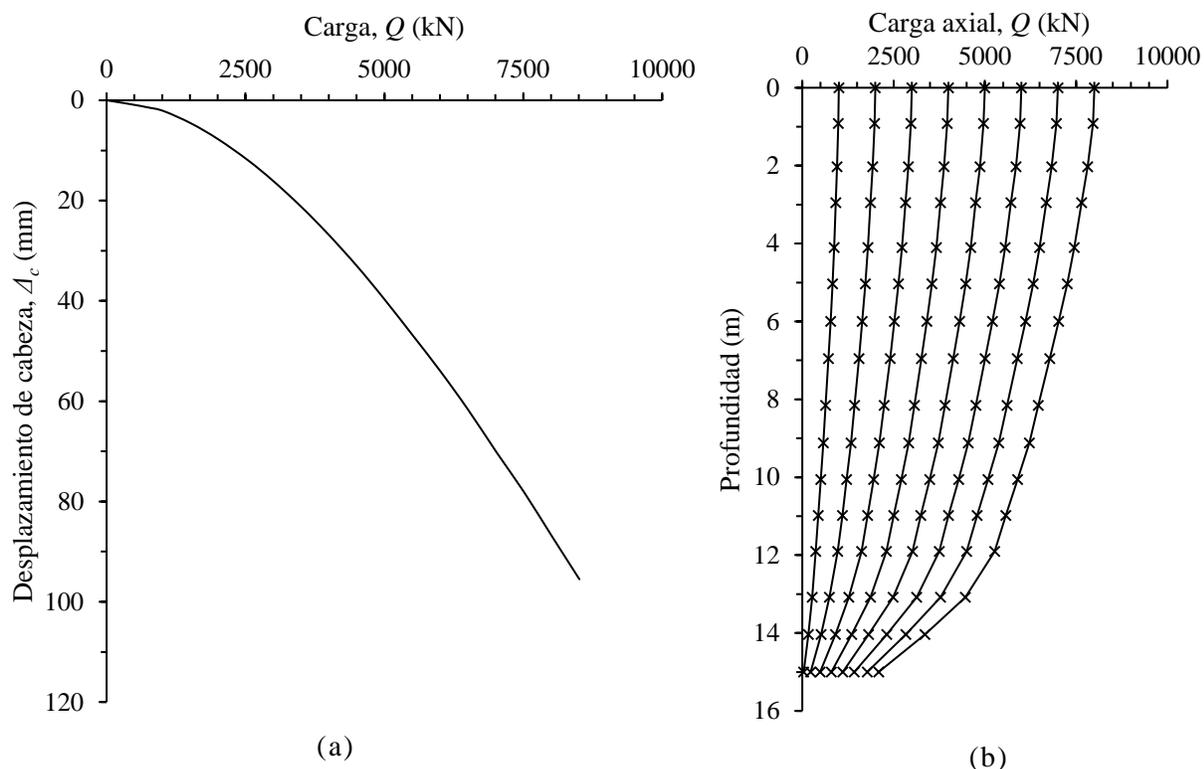


Fig. 3.5 a) Curva carga-desplazamiento en la cabeza de pila y b) distribución de carga axial con la profundidad para diferentes etapas de carga

El resumen de los resultados se muestra en la Tabla 3.5 y en la Figura 3.6a. La aplicación de cada uno de los criterios puede consultarse en el Anexo V. De la Figura 3.6 se observa que, a pesar de la existencia de cierta dispersión en los datos, tres de los métodos implementados proporcionan resultados parecidos: Hirany y Kulhawy (1989), O'Neill y Reese (1999) y Ng *et al.* (2001). La diferencia entre los dos últimos es apenas de 100 kN. Al comparar estos resultados con los valores obtenidos con los métodos empíricos, se advierte que los valores de capacidad de carga de estos tres métodos son consistentes con el obtenido por el criterio de Wysockey (1999).

Tabla 3.5 Criterios para interpretación de carga de última en pilas

Criterio	Ecuación	Δ_c (mm)	Q_u (kN)	Observaciones
10% de deformación	$\Delta_c = 0.1 D$	60	6400	D: diámetro de la pila. Q: carga axial L: longitud de la pila A: Área transversal E: Módulo de Young
Davisson (1972)	$\Delta_c = \frac{QL}{AE} + 4 + \frac{D}{120}$ (mm)	14	2800	
Hirany y Kulhawy (1989)	$\Delta_c = 0.04 D$	24	3800	
O'Neill y Reese (1999)	$\Delta_c = 0.05 D$	30	4200	
Ng <i>et al.</i> (2001)	$\Delta_c = \frac{1}{2} \frac{QL}{AE} + 0.045D$	30.8	4300	

3. Evaluación del comportamiento termo-mecánico de pilas de energía con modelos numéricos acoplados

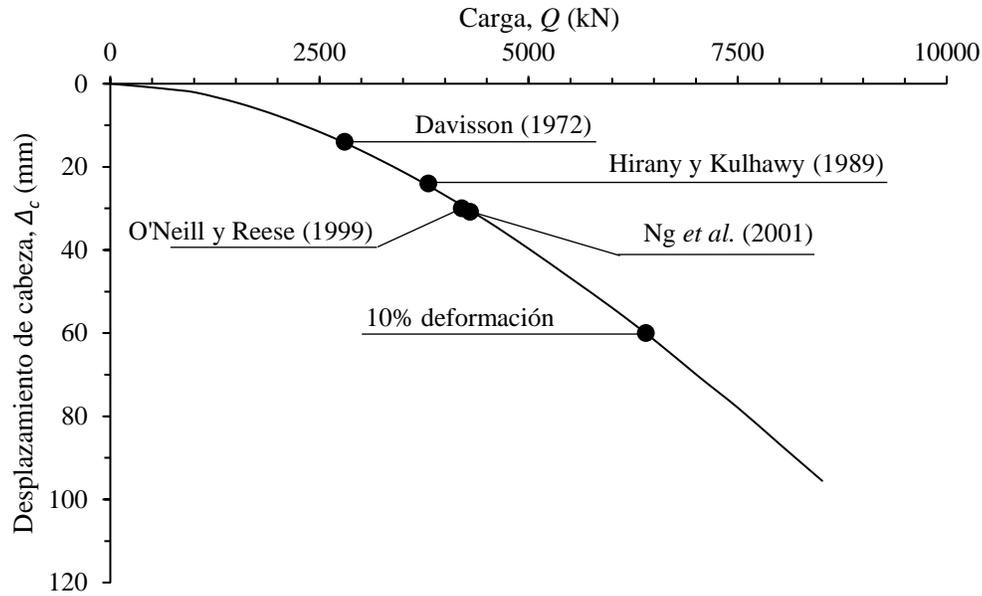


Fig. 3.6 Interpretación de la capacidad de carga a partir de resultados de modelación numérica

3.3.3. Interpretación de resultados

Los resultados presentados en los apartados anteriores muestran que la selección de un criterio para la interpretación de la capacidad de carga de una pila es una tarea compleja, no exenta de cierto nivel de subjetividad. En condiciones ideales, este procedimiento debería efectuarse tomando en cuenta resultados experimentales y contrastándolo con la experiencia local. Para el caso de estudio la capacidad de carga del elemento se toma de acuerdo al criterio de O'Neill y Reese (1999), por lo que para los cálculos siguientes se considera igual a 4200 kN.

3.4. Análisis paramétricos

En este apartado se presentan los resultados de una serie de análisis paramétricos en los cuales se estudia el impacto de diferentes magnitudes y combinaciones de cargas termo-mecánicas en el comportamiento de las pilas de energía. Las cargas mecánicas evaluadas corresponden al 0, 20, 40 y 60% de carga última del elemento ($Q_u = 4200$ kN) y en función de éstas los modelos se denominan M0, M20, M40 y M60 respectivamente.

Para todos los casos de estudio, las etapas de análisis son las siguientes:

- **Etapas 1.** Generación de estado inicial de esfuerzos.
- **Etapas 2.** Instalación de pila.
- **Etapas 3.** Aplicación de carga mecánica sobre la cabeza de la pila.
- **Etapas 4.** Aplicación gradual de cargas térmicas en la interfaz suelo-pila hasta alcanzar una temperatura de 76.7°C ($\Delta T = 50^{\circ}\text{C}$). La máxima variación de temperatura se selecciona considerando los valores extremos medidos en campo durante el funcionamiento de pilas de energía reportados por Mimouni y Laloui (2014), y Rotta Loria *et al.* (2015).

En la Figura 3.7 se presenta la distribución de los desplazamientos verticales a lo largo de la pila para la aplicación de carga mecánica (M) y de diferentes cambios de temperatura (10, 20, 30, 40 y 50°C). Se aprecia que al incrementar la temperatura el elemento tiende a expandirse, la parte superior de la pila se desplaza hacia arriba, mientras que la zona inferior se traslada en dirección contraria. En términos generales, este comportamiento es consistente con las mediciones efectuadas en pruebas de cargas discutidas en el apartado 2.4. La magnitud de los desplazamientos térmicos es similar para las cuatro condiciones analizadas. Al respecto, los máximos desplazamientos térmicos medidos en la cabeza de la pila para los modelos M0, M20, M40 y M60 son 5.8, 5.41, 5.22 y 5.14 mm respectivamente. La leve reducción observada con el incremento de la carga mecánica es consecuencia de las mayores restricciones impuestas en las fronteras del elemento.

La Figura 3.8 muestra la variación de carga axial (Q_{total}) con la profundidad para las distintas condiciones de estudio. De estos resultados se advierte que las deformaciones en la pila producen una redistribución de cargas en el elemento de cimentación, en particular en las fuerzas de fricción desarrolladas en el fuste. En el caso del modelo M0, al no estar sometido a carga mecánica, la aplicación de cambios de temperatura (ΔT) moviliza inmediatamente fricción negativa en la parte superior de la pila. Sin embargo, en los modelos M20, M40 y M60 se observa que los primeros cambios de temperatura producen únicamente una reducción en la carga transmitida a los estratos superiores. Las cargas térmicas requeridas para la generación de fricción negativa en estos modelos son 10, 20 y 35°C respectivamente. Para comprender el comportamiento antes descrito es necesario evaluar los desplazamientos relativos producidos en la interfaz suelo-pila. Así, la aplicación de la carga mecánica produce que el elemento se desplace hacia abajo, movilizand o esfuerzos de fricción positivos (hacia arriba). La expansión de la pila conlleva un desplazamiento hacia arriba de la cabeza y un movimiento adicional hacia abajo de la punta (Fig. 3.7). En consecuencia, los esfuerzos cortantes en la interfaz se modifican. Para cambios de temperatura bajos, los desplazamientos producidos por la carga mecánica son preponderantes. Sin embargo, en la medida que el ΔT aumenta, la dirección del desplazamiento relativo pila-suelo cambia en relación al producido por la carga mecánica, movilizand o esfuerzos cortantes hacia abajo en la parte superior del elemento de cimentación.

En la Figura 3.9a se examinan las máximas cargas movilizadas por efectos térmicos ($Q_T, máx$) respecto a los cambios de temperatura aplicados para los modelos M20, M40 y M60. Las curvas muestran una tendencia lineal entre ambas variables, con una pendiente aproximada de 9.6 kN/°C. Este valor representa el 11.2% de la variación teórica máxima de 84.8 kN/°C (obtenida suponiendo que la pila se comporta como un cuerpo completamente restringido) e indica que, para el caso de estudio, las restricciones a la deformación térmica impuestas por el suelo son bajas. Cabe señalar que las mayores cargas térmicas se presentan debajo del centro geométrico de la pila, entre los 10 y 10.5 m de profundidad (Fig. 3.8a). Esto se debe a las variaciones en la restricción lateral que imponen los estratos (rigidez incrementa con la profundidad) y a las diferentes condiciones en los extremos de la pila (libre de movimiento en la cabeza y parcialmente restringida en la punta).

3. Evaluación del comportamiento termo-mecánico de pilas de energía con modelos numéricos acoplados

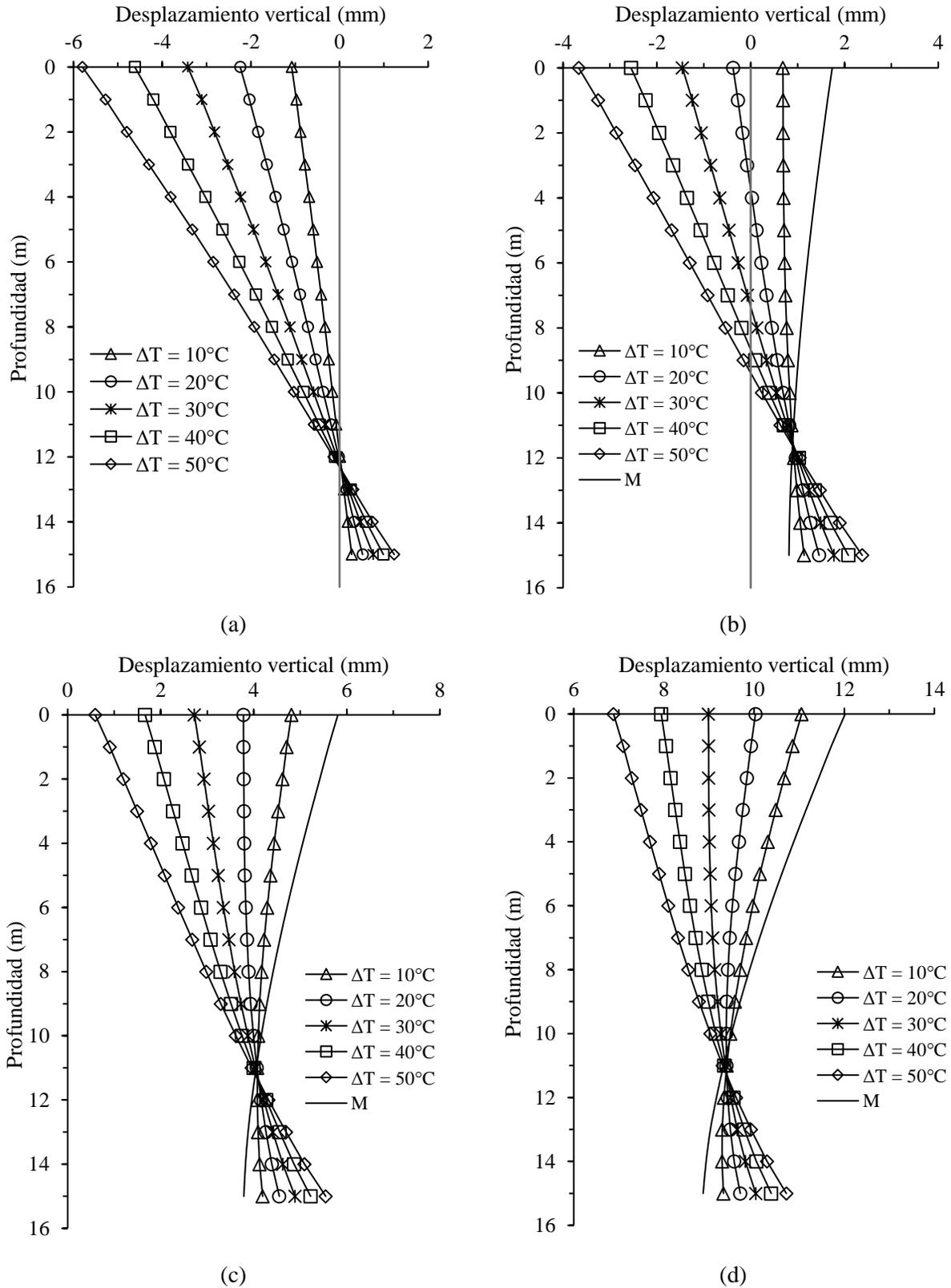


Fig. 3.7 Desplazamiento vertical en la pila para modelos: a) M0, b) M20, c) M40, y d) M60

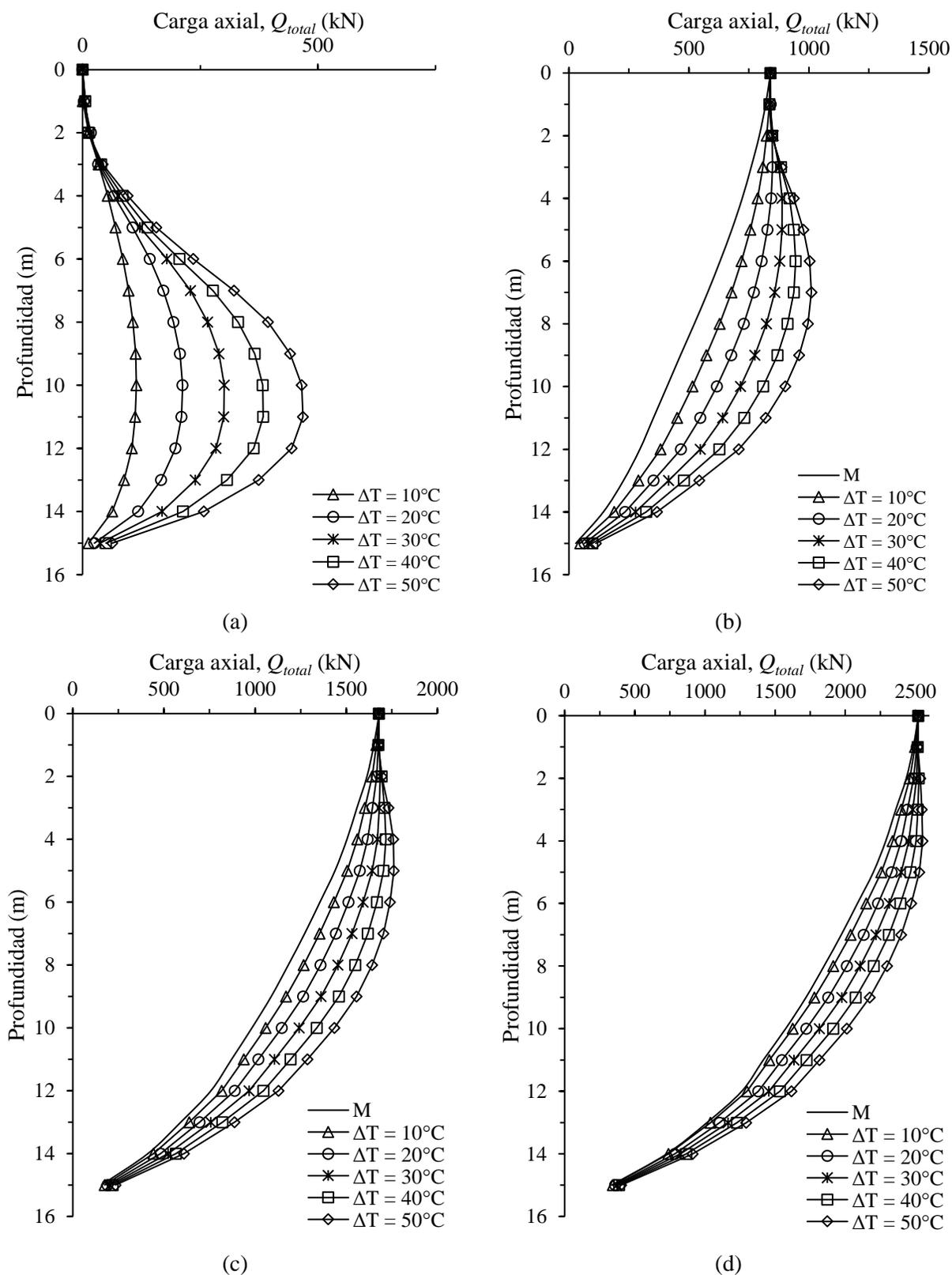
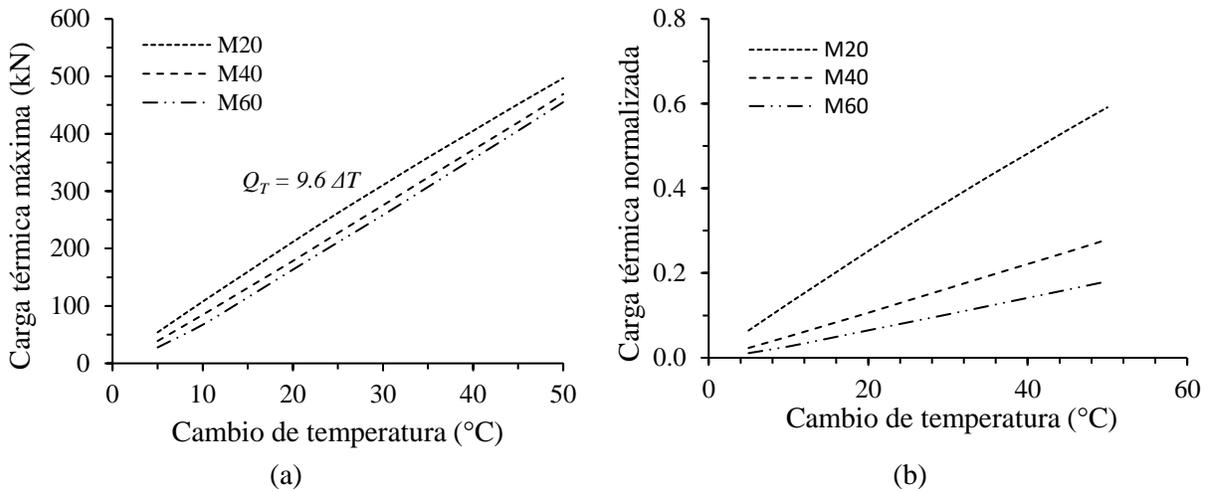
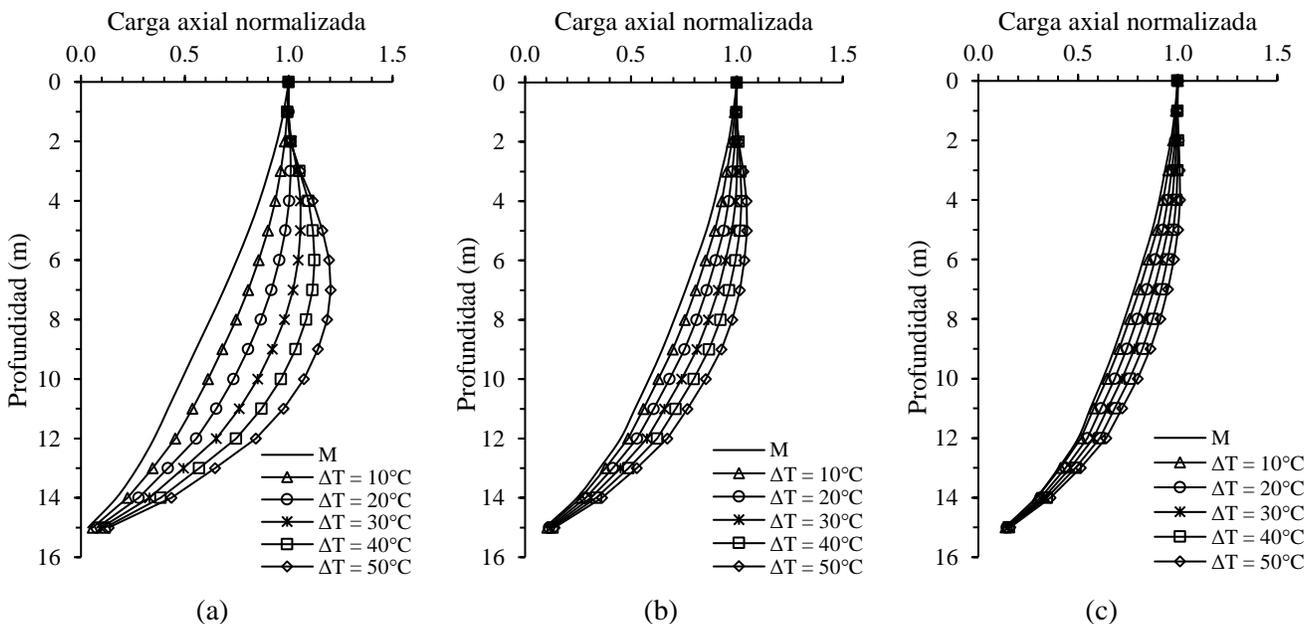


Fig. 3.8 Variación de la carga axial con la profundidad para modelos: a) M0, b) M20, c) M40, y d) M60

3. Evaluación del comportamiento termo-mecánico de pilas de energía con modelos numéricos acoplados



En la Fig. 3.9b se presentan los valores de $Q_{T, \text{máx}}$ normalizados respecto a las cargas mecánicas aplicadas en la cabeza de la pila ($Q_{M, \text{máx}}$). De ésta se observa que el valor de Q_T varía entre el 6-59, 2-28 y 1-18% de $Q_{M, \text{máx}}$ para los modelos M20, M40 y M60 respectivamente. Dichos valores indican que la magnitud de Q_T es significativa, aun para valores de Q_M altos. Sin embargo, los efectos en la carga total (Q_{total}) de la pila son menores. Así, en la Fig. 3.10 se presenta la variación con la profundidad de Q_{total} normalizada respecto a $Q_{M, \text{máx}}$ para los modelos M20, M40 y M60. En ésta se aprecia que los cambios de temperatura producen un incremento máximo (para $\Delta T = 50^\circ\text{C}$) del 20, 5 y 1% respectivamente de la carga total del elemento (Q_{total}). Esto se debe a que los valores de $Q_{T, \text{máx}}$ y $Q_{M, \text{máx}}$ se desarrollan a profundidades diferentes.



La variación en la ubicación de los ejes neutro y nulo para las diferentes condiciones de estudios se muestra en la Figura 3.11. Estos resultados ilustran la diferencia entre ambos conceptos. Así, el eje neutro representa la profundidad en la cual el desplazamiento del pilote respecto al suelo es cero y está relacionada con la ubicación de la carga axial total ($Q_{total, máx}$) máxima. El eje nulo, en cambio, se define a partir de los desplazamientos producidos únicamente por cargas térmicas y representa la profundidad de la máxima carga térmica ($Q_T, máx$). En el caso del modelo M0, al no estar sometido a cargas mecánicas, la ubicación de ambos ejes coincide. Por otra parte, del comportamiento de los modelos M20, M40 y M60 se aprecia que en la medida que las cargas térmicas aumentan, el nivel neutro tiende hacia la ubicación del eje nulo.

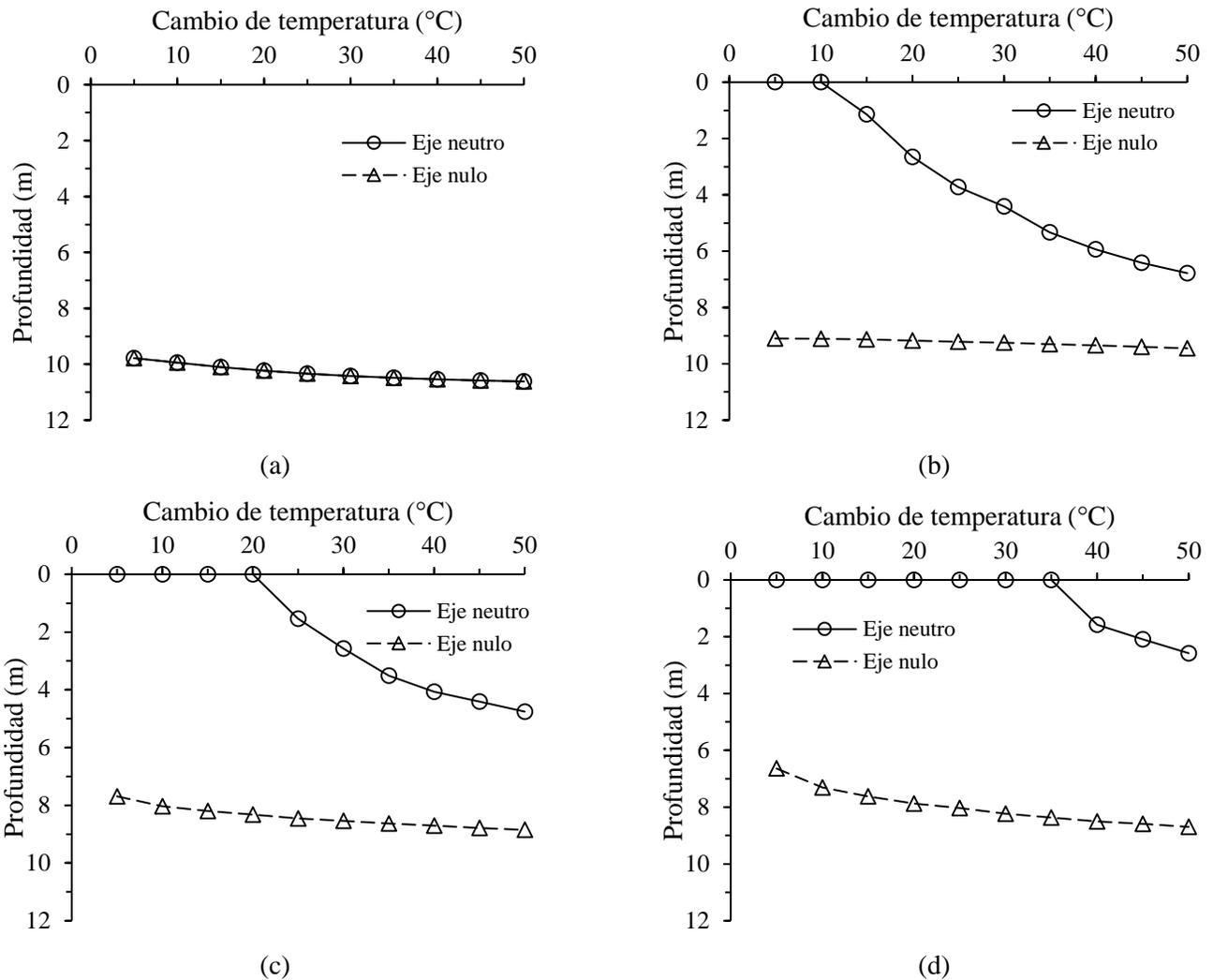


Fig. 3.11 Ubicación del eje neutro y eje nulo para modelos: a) M0, b) M20, c) M40, y d) M60

Las curvas presentadas en la Figura 3.11 indican que en la medida que el cambio de temperatura se incrementa tanto el eje neutro como el eje nulo tienden a desplazarse hacia la punta de la pila. Dicho movimiento se encuentra asociado a la redistribución de fuerzas que ocurren a lo largo del elemento. El incremento de las cargas térmicas produce una mayor transferencia de carga a los

3. Evaluación del comportamiento termo-mecánico de pilas de energía con modelos numéricos acoplados

estratos inferiores del suelo, al igual que el incremento de la resistencia por punta. Dado que las cargas mecánicas en la cabeza permanecen constantes, el eje neutro debe desplazarse hacia abajo para lograr mantener el equilibrio en el sistema. Por último, cabe señalar que la ubicación del eje nulo depende significativamente de las condiciones iniciales de carga de la pila. En general, éste se localiza a menor profundidad para cargas mecánicas mayores.

3.5. Comportamiento transitorio de las pilas de energía

3.5.1. Planteamiento

La transferencia de calor de una pila de energía al suelo que la circunda no es inmediata. Este proceso depende de las propiedades térmicas del terreno y puede requerir de un tiempo considerable para su realización. Debido a que el suelo se deforma en la medida que experimenta cambios de temperatura, las condiciones de restricción que éste aplica a los elementos de cimentación varían con el tiempo. Esta situación tiene un serio impacto en las deformaciones y los esfuerzos térmicos inducidos en la interfaz suelo-pila (Gawecka *et al.*, 2017).

Con el propósito de comprender el comportamiento transitorio de las pilas de energía, se establecen dos casos de estudio:

- I. *Aplicación de cargas térmicas estáticas.* Para este modelo, el elemento de cimentación se somete a un cambio de temperatura constante, el cual se mantiene hasta alcanzar condiciones de flujo establecido. Este escenario representa el comportamiento extremo de una pila de energía operada en modo de inyección/extracción pura.
- II. *Aplicación de cargas térmicas estacionales.* En este caso, se simula el comportamiento de una pila de energía operada en modo de almacenamiento de calor estacional, en donde el elemento experimenta un ciclo de calentamiento-enfriamiento a lo largo de 365 días.

En estos análisis no se consideran cargas mecánicas en la cabeza del elemento. Esta condición permite estudiar de mejor forma los efectos marginales de las cargas térmicas en el comportamiento mecánico de la cimentación.

3.5.2. Cargas térmicas estáticas

Se evalúan dos tipos de cargas térmicas estáticas: calentamiento y enfriamiento. En ambos casos, la pila se somete a un cambio gradual de temperatura hasta alcanzar una variación máxima de 20°C (+20°C para calentamiento y -20°C para enfriamiento). Las etapas utilizadas para estos análisis son las siguientes:

- **Etapas 1.** Generación de estado inicial de esfuerzos.
- **Etapas 2.** Instalación de pila.
- **Etapas 3.** Aplicación de cargas térmicas en la interfaz suelo-pila por 40 días.
- **Etapas 4.** Transferencia de calor en el medio por 3650 días.

En la Figura 3.12 se muestran los campos de temperatura obtenidos al alcanzar el máximo cambio de temperatura (Fig. 3.12a y Fig. 3.12d), a los tres meses de aplicación de la carga térmica (Fig. 3.12b y Fig. 3.12e) y en condiciones de flujo establecido (Fig. 3.12c y Fig. 3.12f). Se observa que, al inicio de las pruebas, los efectos térmicos se concentran en la proximidad de la pila, con un radio de influencia inferior a 3 m (5D). Con el paso del tiempo el calor se difunde en el medio, aumentando su alcance hasta 5 m (8.3D) a los tres meses y a 7 m (11.7D) para la última etapa de análisis. Cabe señalar que, aun cuando el tiempo requerido para alcanzar condiciones de flujo establecido es de aproximadamente 2 años, los principales cambios de temperatura se desarrollan en los primeros meses de la prueba. En el caso de los elementos que conforman la pila, la difusión de calor se produce de forma casi instantánea.

La Figura 3.13 presenta la distribución de los desplazamientos verticales a lo largo de la pila para las distintas condiciones de estudio. El incremento inicial de temperatura produce la expansión del elemento (Fig. 3.13a), como se explica en el apartado anterior. Sin embargo, durante los siguientes meses, mientras la temperatura de la pila permanece constante, el suelo que la circunda empieza a deformarse. En consecuencia, la cimentación experimenta un desplazamiento adicional hacia arriba. Al enfriar el elemento se percibe un comportamiento opuesto al descrito anteriormente (Fig. 3.13b). En este caso, tanto la pila como el suelo se contraen.

En la Figura 3.14 se muestran los esfuerzos cortantes a lo largo de la interfaz suelo-elemento. De estas curvas, se observa que el calentamiento de la pila moviliza fricción negativa en la parte superior de la pila y fricción positiva en su zona inferior (Fig. 3.14a), con un eje nulo ubicado alrededor de los 10 m de profundidad. El enfriamiento produce una distribución contraria a la antes descrita (Fig. 3.14b).

En ambos casos se advierte una reducción con el tiempo de los esfuerzos cortantes movilizados. Dichos cambios son mayores en los primeros meses de carga (3 meses) y tienden a estabilizarse con el tiempo. Los resultados indican que, en la medida que el calor se difunde en el suelo, las restricciones impuestas a la deformación de la pila se relajan. Por otra parte, la deformación del suelo produce la movilización del eje nulo, como se muestra en la Figura 3.15.

La variación en el tiempo de los esfuerzos cortantes es consecuencia de cambios en los desplazamientos relativos entre el suelo y la pila. Para comprender a profundidad este mecanismo, se evalúan las diferencias entre los desplazamientos verticales medidos en la pila y en el suelo próximo a la interfaz al final de las etapas 3 y 4. Durante el calentamiento (Fig. 3.16a), se observa que, arriba del eje nulo, la deformación vertical del suelo es superior al de la pila. La dirección de este desplazamiento es opuesta al experimentado por la expansión inicial del elemento, lo que conlleva a la disminución en la fricción negativa. De manera similar, el desplazamiento relativo de la pila y el suelo abajo del eje nulo tiene un sentido contrario al desarrollado por la expansión de la cimentación y es la causa de la reducción en la fricción positiva.

3. Evaluación del comportamiento termo-mecánico de pilas de energía con modelos numéricos acoplados

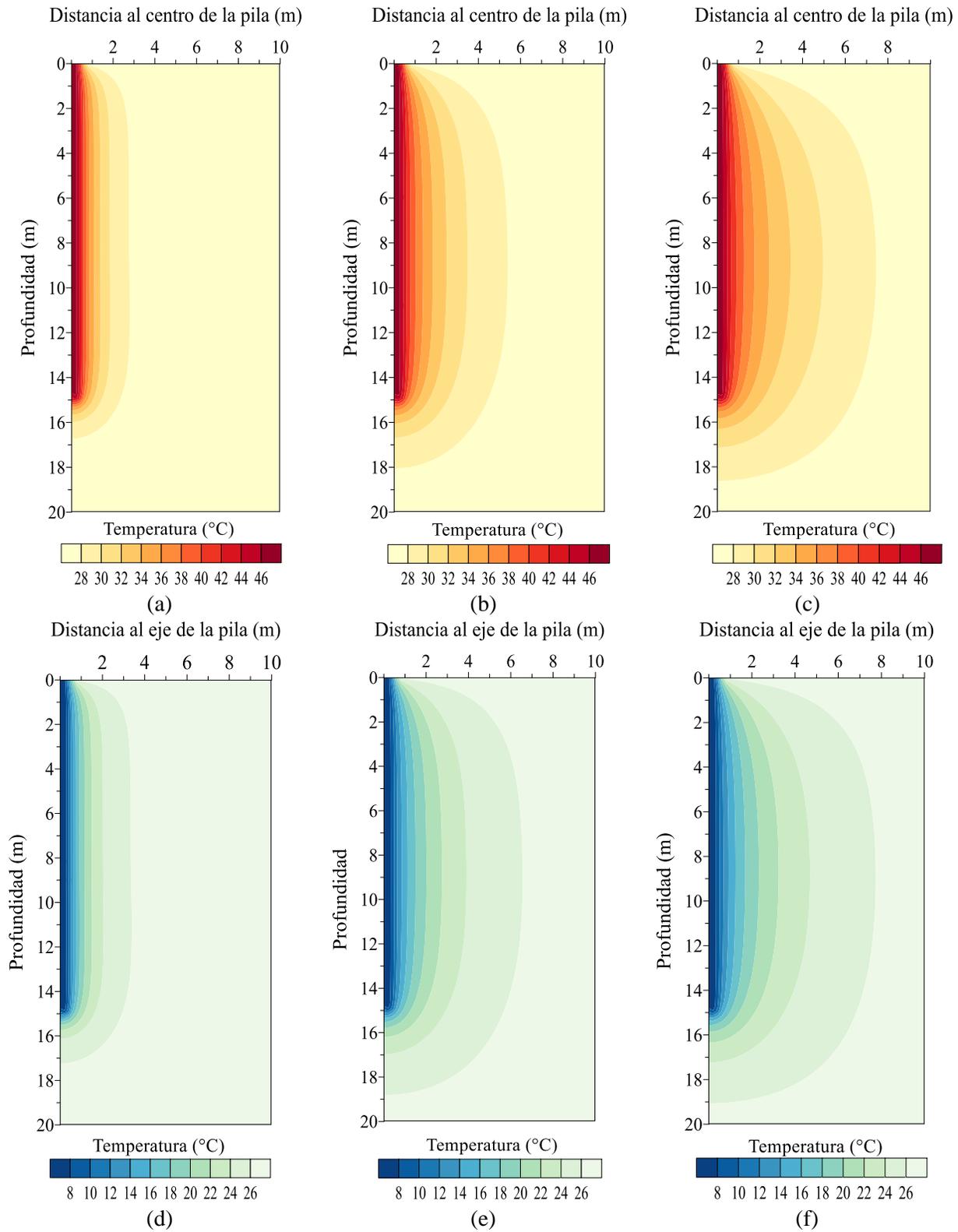


Fig. 3.12 Distribución de temperatura en el terreno: a) calentamiento inicial, b) 3 meses de calentamiento, c) 2 años de calentamiento, d) enfriamiento inicial, d) 3 meses de enfriamiento, y f) 2 años de enfriamiento

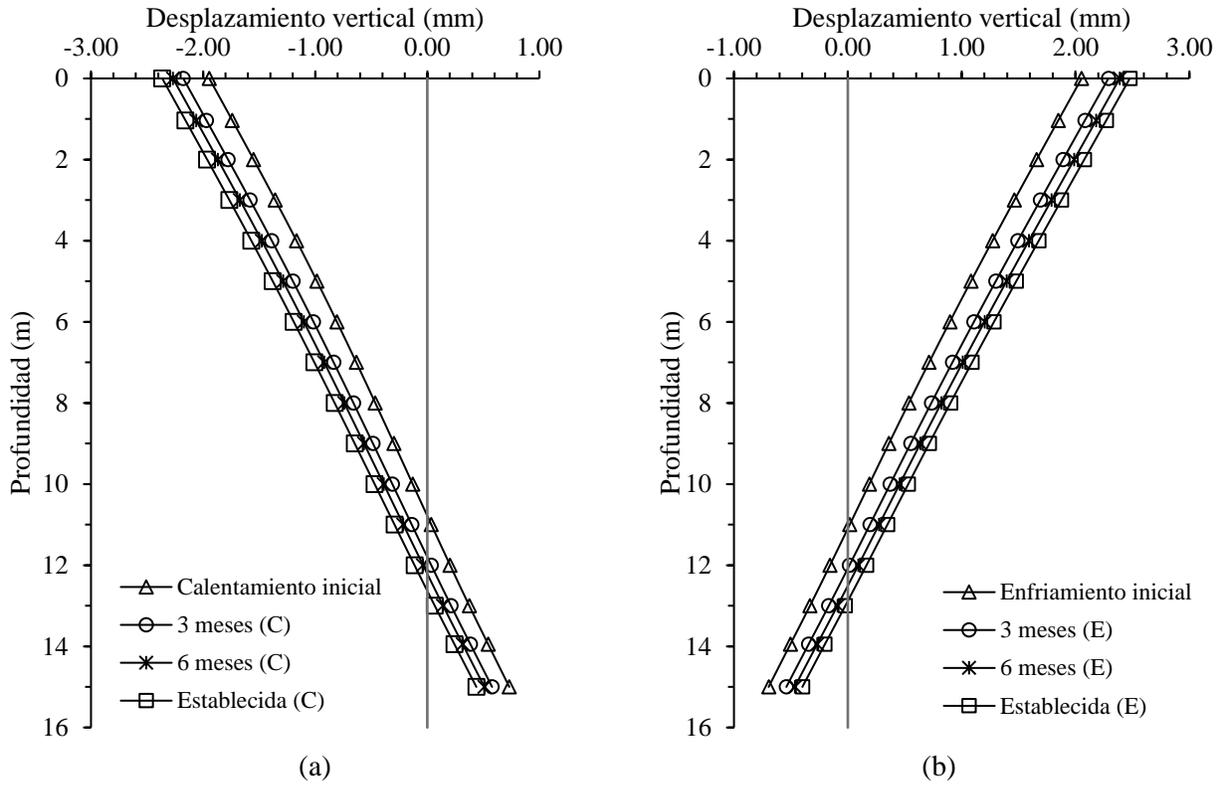


Fig. 3.13 Desplazamiento vertical a lo largo de la pila para: a) calentamiento y b) enfriamiento

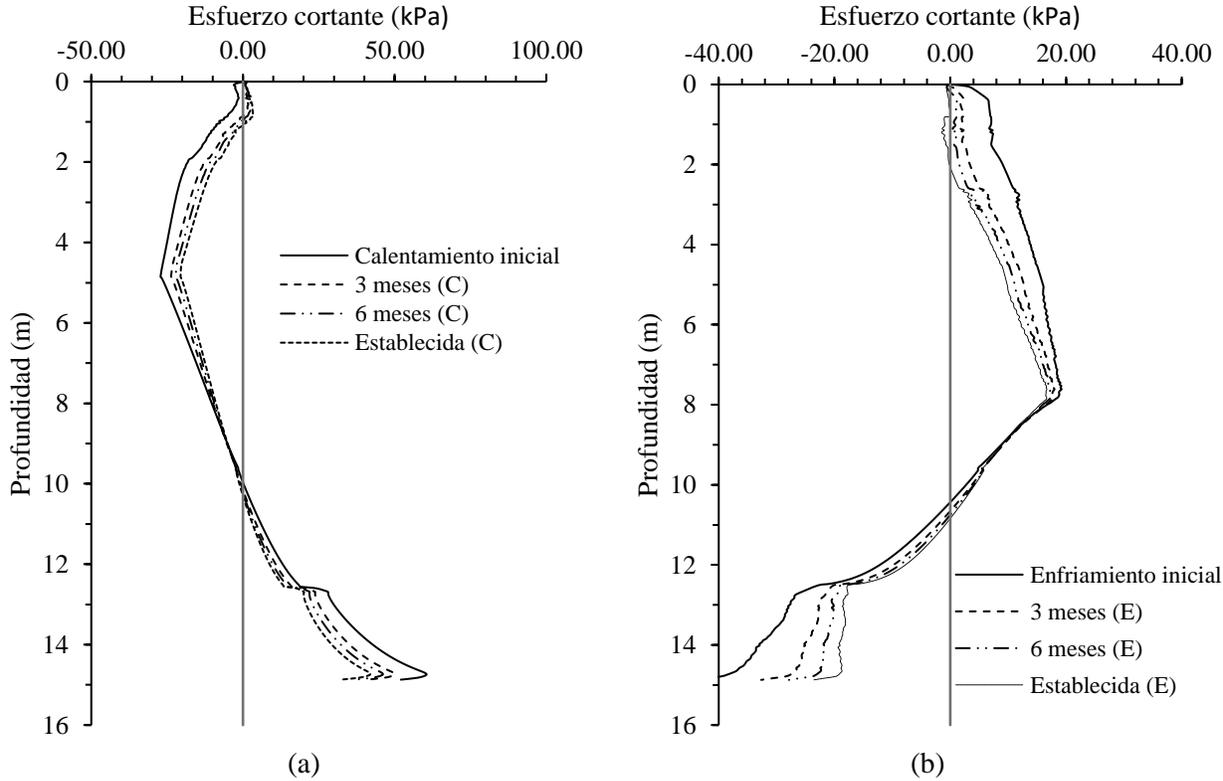


Fig. 3.14 Variación de los esfuerzos cortantes con la profundidad para: a) calentamiento, y b) enfriamiento

3. Evaluación del comportamiento termo-mecánico de pilas de energía con modelos numéricos acoplados

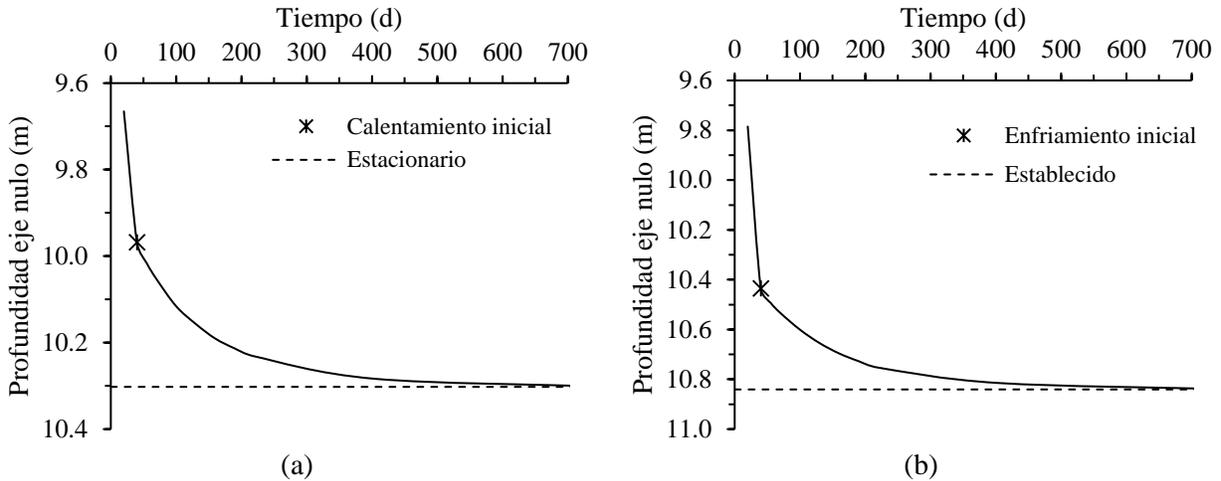


Fig. 3.15 Variación de la ubicación del eje nulo para etapas de: a) calentamiento, y b) enfriamiento

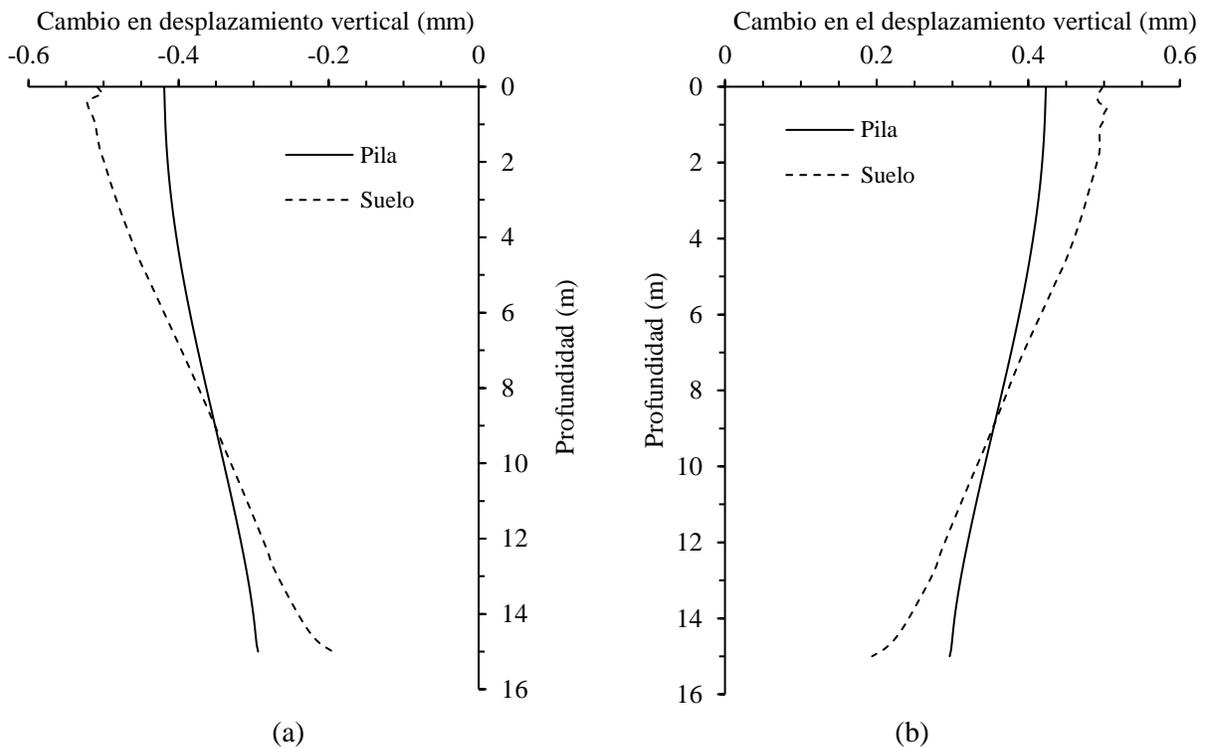


Fig. 3.16 Cambio en el desplazamiento de la pila y el suelo entre etapas 3 y 4 para: a) calentamiento y b) enfriamiento

La variación de la máxima carga térmica en el tiempo y la distribución de carga axial obtenida para las diferentes etapas de análisis se presentan en las Figuras 3.17 y 3.18 respectivamente. En concordancia con lo discutido anteriormente, se observa que las máximas cargas térmicas (273 kN para calentamiento y -223 kN para enfriamiento) se desarrollan justo después de aplicación del cambio de temperatura máximo y tienden a disminuir con el tiempo. Para las dos cargas térmicas estudiadas, esta reducción es aproximadamente de un 30% y se produce principalmente durante los primeros tres meses de operación (Fig. 3.17). Por último, cabe resaltar que la carga movilizada en

la punta del elemento es pequeña (30 kN) y su valor permanece constante a lo largo de toda la prueba.

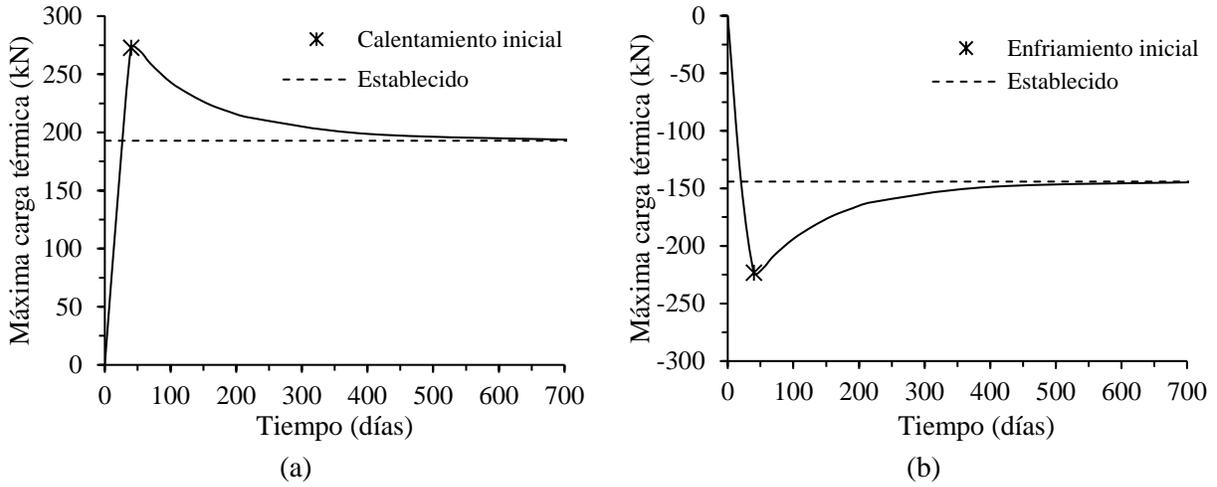


Fig. 3.17 Variación en el tiempo de la máxima carga térmica para: a) calentamiento y b) enfriamiento

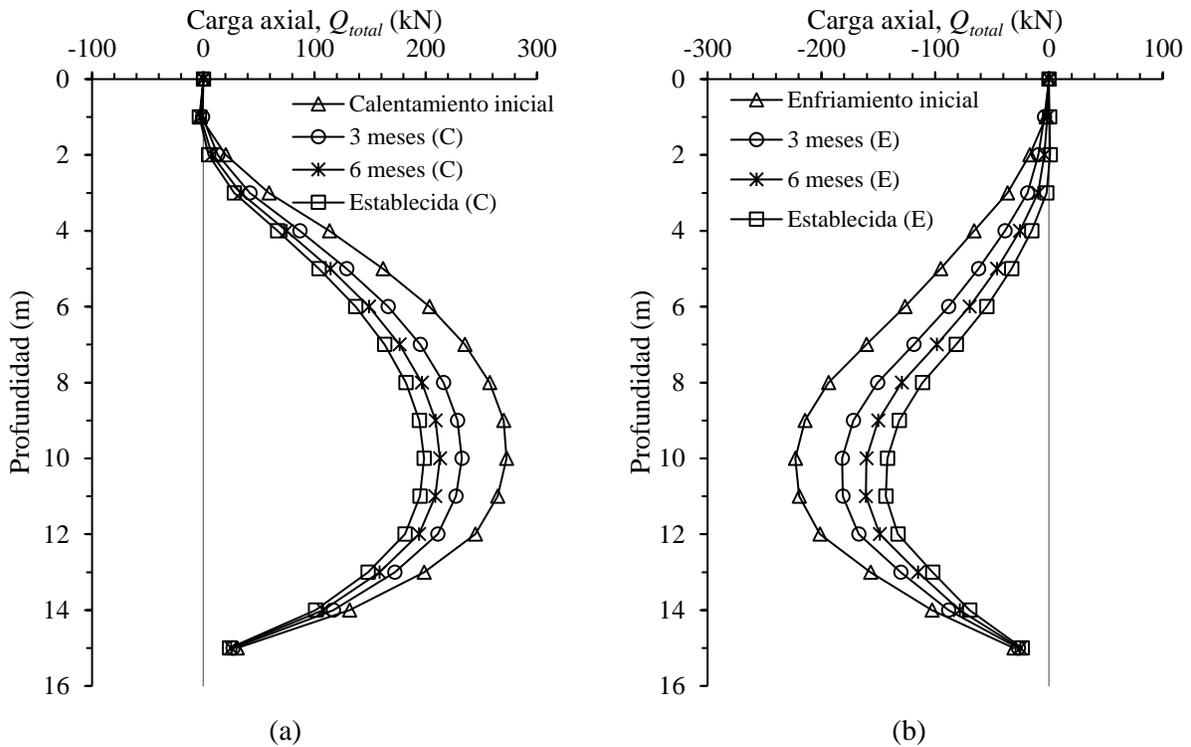


Fig. 3.18 Cargas axiales en la pila para: a) calentamiento y b) enfriamiento

3.5.3. Cargas térmicas estacionales

En este modelo la pila se somete a una variación de temperatura estacional a lo largo de un año, de acuerdo a lo indicado en la Figura 3.19 (6 meses de inyección y 6 meses de extracción de calor). Las etapas utilizadas en el modelado numérico son las siguientes:

3. Evaluación del comportamiento termo-mecánico de pilas de energía con modelos numéricos acoplados

- **Etapa 1.** Generación de estado inicial de esfuerzos.
- **Etapa 2.** Instalación de la pila.
- **Etapa 3.** Aplicación de cargas térmicas en la interfaz suelo-pila. Para facilitar la interpretación de resultados, esta etapa se subdivide en seis fases (Fig. 3.19):
 - T1 - Calentamiento inicial (40 días)
 - T2 - Fin de calentamiento (140 días)
 - T3 – Retorno a condiciones iniciales (180 días)
 - T4 - Enfriamiento inicial (220 días)
 - T5 – Fin de enfriamiento (320 días)
 - T6 - Fin de ciclo térmico (360 días)

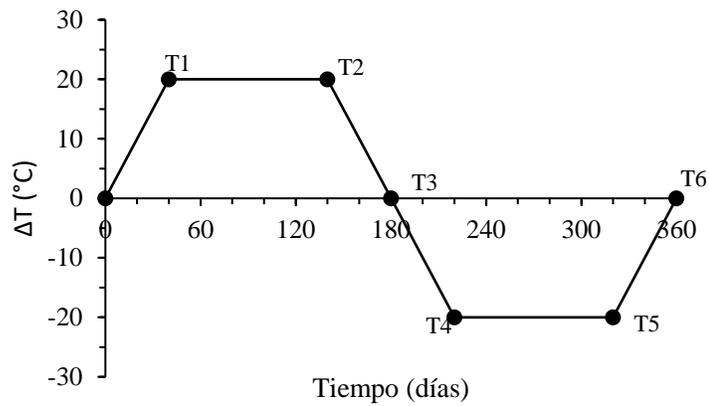


Fig. 3.19 Cambios de temperatura aplicados en la interfaz suelo-pila

Como parte de los resultados obtenidos, se presentan en la Figura 3.20 los campos de temperatura para las diferentes fases de carga térmica. Al inicio de la prueba los efectos del calentamiento se concentran en la proximidad de la pila, cuyo radio de influencia se incrementa hasta el final de la fase T2. A pesar de que al final de la fase T3 el elemento de cimentación regresa a la condición térmica inicial ($\Delta T=0$), el suelo en sus cercanías permanece a mayor temperatura. Este desfase se mantiene aún después de alcanzada la temperatura mínima en la pila (T4) y tiene como consecuencia una reducción en la zona de influencia de la carga térmica. Dichos efectos desaparecen luego de mantener el enfriamiento por 3 meses (T5) y vuelven a observarse al final de la prueba (T6).

Las distribuciones de desplazamientos verticales y de esfuerzos cortantes a lo largo de la pila se muestran en la Figura 3.21. En general, éstas son similares a las presentadas en el apartado anterior. Sin embargo, en este caso se aprecia una mayor reducción de carga axial durante la fase de enfriamiento que en calentamiento. La máxima carga axial de la pila disminuye en un 15% entre fases T1 y T2, contra un 27% entre T4 y T5. Dicho comportamiento es consecuencia de las diferencias en las condiciones térmicas del suelo al inicio de cada fase (Fig. 3.20), lo que influye en el nivel de restricción que el medio ejerce a la deformación de la pila.

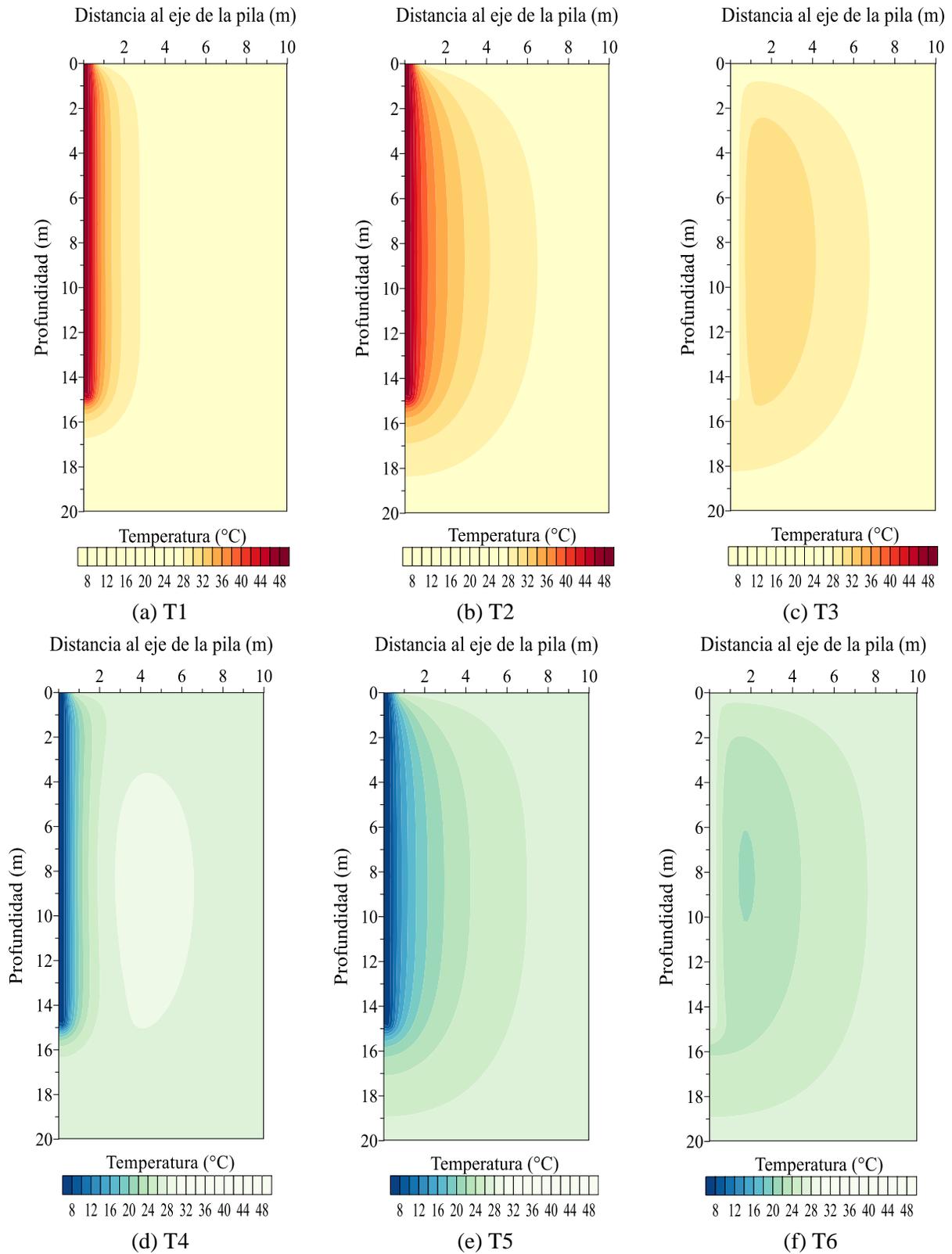


Fig. 3.20 Distribución de temperatura en el terreno para diferentes etapas de carga térmica

3. Evaluación del comportamiento termo-mecánico de pilas de energía con modelos numéricos acoplados

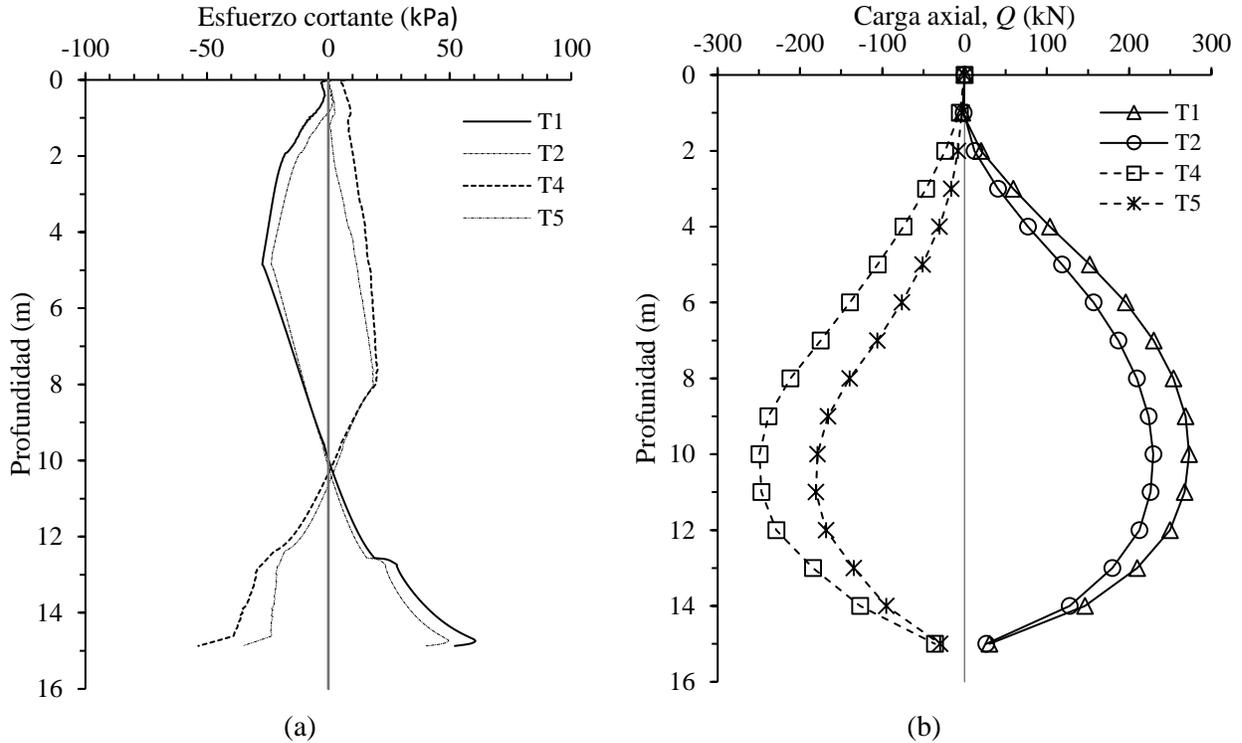


Fig. 3.21 a) Distribución de esfuerzos cortantes con la profundidad, y b) cargas axiales en la pila

Los efectos del desfase en las condiciones térmicas del terreno se aprecian con mayor detalle en las gráficas de desplazamiento en la cabeza contra tiempo y la máxima carga térmica contra tiempo presentadas en las Figuras 3.22a y 3.22b. En éstas se observa como al final de las etapas T3 y T6 la pila se encuentra sometida a deformaciones y esfuerzos térmicos a pesar de no experimentar ningún cambio de temperatura.

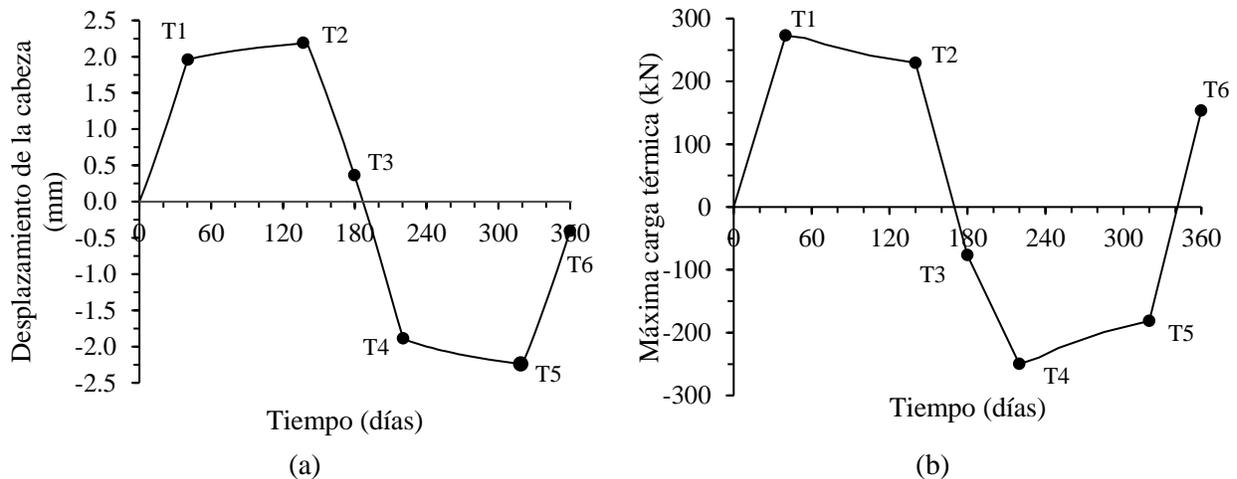


Fig. 3.22 Variación en el tiempo de: a) desplazamiento en la cabeza, y b) máxima carga térmica

3.6. Diferencias entre métodos de análisis acoplados y desacoplados

El uso de métodos de análisis desacoplados para el estudio de estructuras termoactivas ha aumentado en los últimos años. Este tipo de modelaciones numéricas brinda resultados consistentes con el comportamiento observado en pruebas de campo y laboratorio en pilas de energía. No obstante, como se demuestra en el inciso anterior, la transferencia de calor en el suelo posee un rol importante en la respuesta termo-mecánica de este tipo de cimentación. A fin de evaluar las diferencias entre los resultados obtenidos con métodos de análisis acoplados y desacoplados, se repiten los cálculos presentados en el apartado 3.5.3 para cargas térmicas estacionales utilizando el método de Yavari *et al.* (2014). Las etapas utilizadas en el modelado numérico son las siguientes:

- **Etapa 1.** Generación de estado inicial de esfuerzos.
- **Etapa 2.** Instalación de la pila.
- **Etapa 3.** Aplicación de cargas térmicas en la interfaz suelo-pila. Los efectos térmicos se simulan imponiendo a la pila una deformación volumétrica (ε_v) correspondiente al producto del coeficiente de expansión volumétrico del elemento ($\alpha_v=3\alpha$) por el cambio de temperatura (ΔT). Los valores de ε_v para cada fase de estudio (Fig. 3.19) son:
 - T1 - Calentamiento inicial: $\varepsilon_v = 0.0006$
 - T3 - Retorno a condiciones iniciales: $\varepsilon_v = -0.0006$
 - T4 - Enfriamiento inicial: $\varepsilon_v = -0.0006$
 - T6 - Fin de ciclo térmico: $\varepsilon_v = 0.0006$

La Figura 3.23 compara los desplazamientos verticales en la cabeza de la pila obtenidos con ambos métodos de análisis. Se observa que, aun cuando las deformaciones medidas al inicio del calentamiento (T1) y enfriamiento (T4) son similares, el método de Yavari *et al.* (2014) tiende a subestimar las deformaciones del elemento. Luego de tres meses de aplicación de la carga térmica, los resultados del método desacoplado son 13% menores, tanto para el calentamiento como para el enfriamiento.

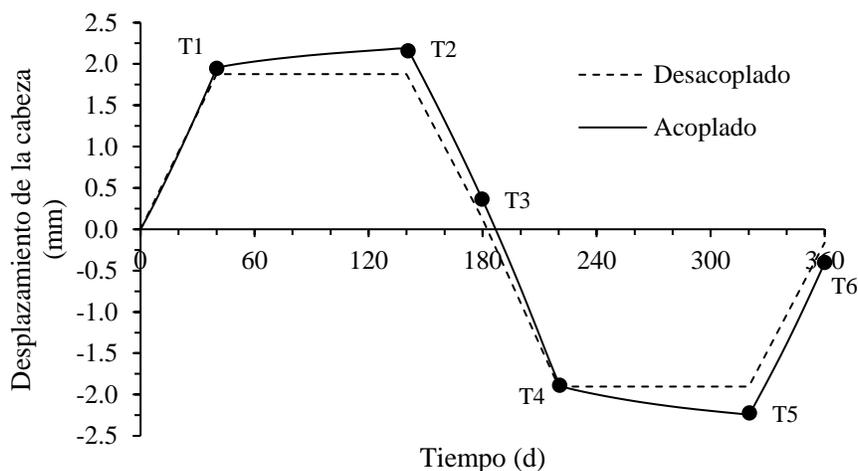


Fig. 3.23 Variación en el tiempo del desplazamiento en la cabeza para modelos acoplados y desacoplados

3. Evaluación del comportamiento termo-mecánico de pilas de energía con modelos numéricos acoplados

Debido a que en los modelos desacoplados no se considera la difusión de calor, el suelo no se contrae ni expande por efectos térmicos. En consecuencia, el medio impone una mayor restricción a la deformación de la pila. Las diferencias antes señaladas llevan a cambios en las distribuciones de esfuerzos cortantes y cargas axiales en la pila, como se aprecia en la Figura 3.24. Los resultados indican que los modelos desacoplados tienden a sobrestimar los efectos de los cambios de temperatura en el comportamiento mecánico de la cimentación. Dichas discrepancias se presentan aún para las primeras fases de carga térmica (T1 y T4), en contraste con lo observado para el desplazamiento en la cabeza.

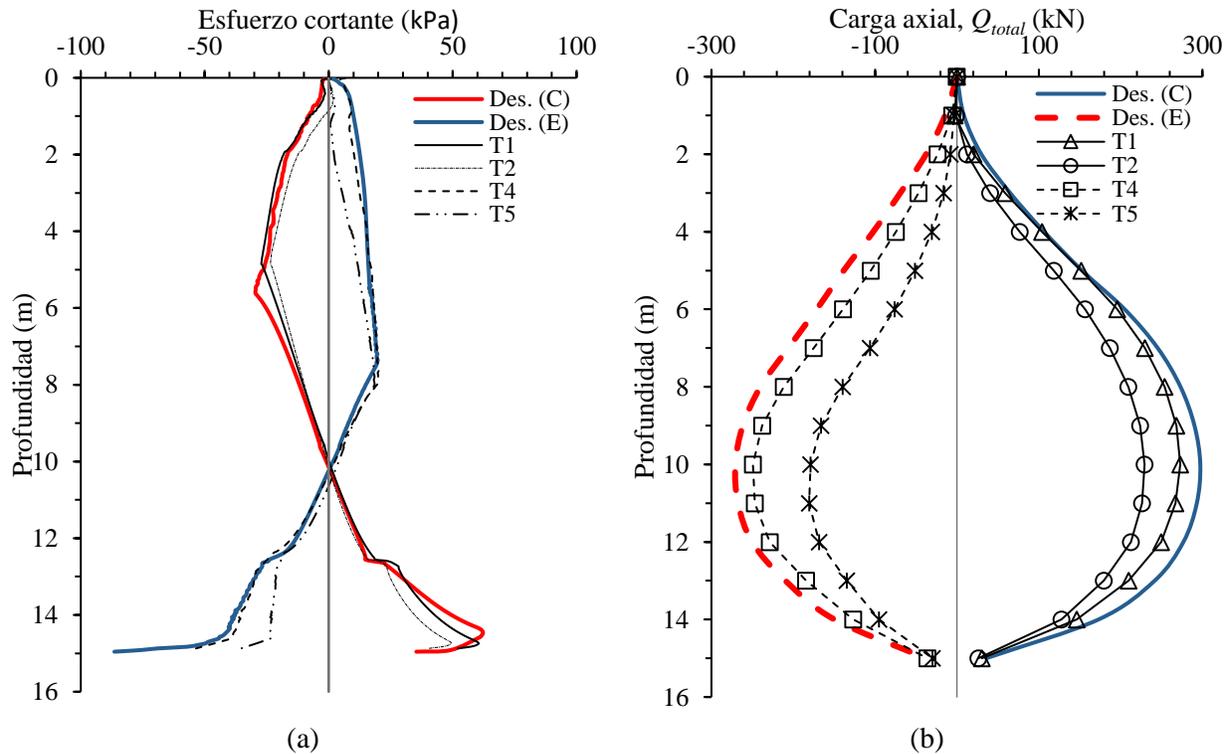


Fig. 3.24 Comparación de resultados de modelos termo-hidro-mecánicos acoplados y desacoplados para: a) distribución de esfuerzos cortantes con la profundidad, y b) cargas axiales en la pila

La evolución de la máxima carga axial inducida por efectos térmicos se muestra en la Figura 3.25. En ésta se observa como las diferencias entre los dos métodos de modelado se incrementan con el tiempo. Así, al final de las etapas de calentamiento (T2) y enfriamiento (T5) el método simplificado de Yavari *et al.* (2014) sobrestima la carga en la pila en un 30 y 50% respectivamente.

En suma, los resultados antes discutidos demuestran que el ignorar la respuesta térmica del suelo puede conducir a predicciones erróneas de la interacción suelo-pila, especialmente para el análisis de condiciones a largo plazo. Resulta importante señalar que los efectos aquí discutidos corresponden únicamente a pilas construidas en suelos con comportamiento termo-elástico. El uso de métodos desacoplados en pilas ubicadas en arcillas levemente preconsolidadas o normalmente consolidadas puede llevar a subestimar las cargas en los elementos, como indica Bourne-Webb *et al.* (2016). Por lo que su uso no es recomendable en este tipo de condiciones.

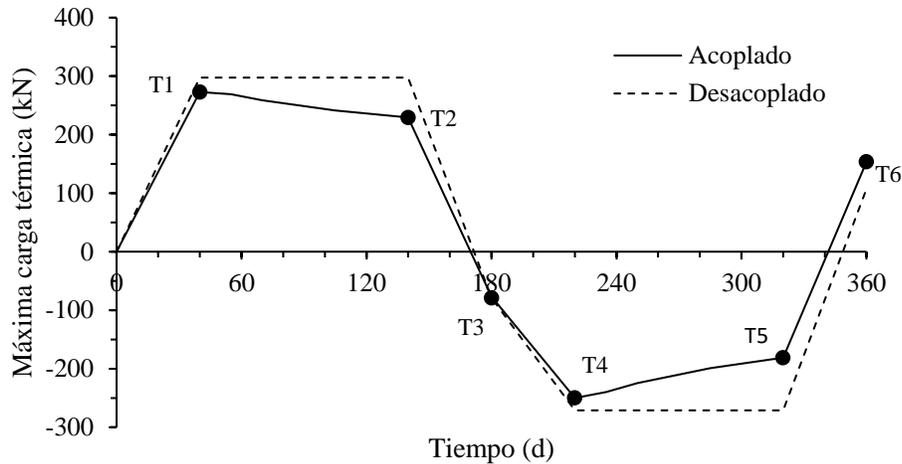


Fig. 3.25 Variación en el tiempo de la máxima carga térmica para modelos acoplados y desacoplados

3.7. Comportamiento de las pilas de energía ante cargas accidentales

Los resultados experimentales presentados por Ng *et al.* (2015), Figura 2.26, indican que la fricción negativa generada por cambios de temperatura puede eliminarse al incrementar paulatinamente la carga mecánica en la cabeza de la pila, e inclusive transformarse en fricción positiva. Este comportamiento es similar al observado en pilotes de fricción alojados en un estrato compresible en proceso de consolidación (Bozozuk, 1981; Leung *et al.*, 2004), en cuyo diseño se considera excesivamente conservador sumar el efecto de la fricción negativa con el de cargas accidentales (Rodríguez y Auvinet, 2011).

Con la finalidad de estudiar la variación de los efectos de las cargas térmicas ante la aplicación de cargas mecánicas accidentales, se desarrolla un modelo numérico análogo al estudio efectuado por Ng *et al.* (2015). En este caso, las etapas de análisis son las siguientes:

- **Etapas 1.** Generación de estado inicial de esfuerzos.
- **Etapas 2.** Instalación de pila.
- **Etapas 3.** Aplicación de cargas térmicas en la interfaz suelo-pila hasta alcanzar una temperatura de 42.5°C ($\Delta T=15^{\circ}\text{C}$).
- **Etapas 4.** Aplicación de carga mecánica sobre la cabeza de la pila en incrementos de 100 kN hasta alcanzar los 600 kN.
- **Etapas 5.** Aplicación de nuevas cargas térmicas en la interfaz suelo-pila hasta alcanzar una temperatura de 57.5°C ($\Delta T=30^{\circ}\text{C}$).

La Figura 3.26 muestra la distribución de carga axial total (Q_T) en la pila para las distintas etapas de análisis. Se observa que al final de la etapa 3 la expansión del elemento produce una carga axial de compresión de 210 kN. Durante esta fase el eje nulo y eje neutro, que ante la ausencia de carga mecánica son equivalentes, se desplazan entre los 9.5 y 9.8 m de profundidad (Fig. 3.27).

3. Evaluación del comportamiento termo-mecánico de pilas de energía con modelos numéricos acoplados

Al aumentarse la carga mecánica en la cabeza de la pila (etapa 4), la fricción negativa disminuye de forma gradual. Para una carga de 500 kN (12% de la capacidad de carga) ésta desaparece. Incrementos posteriores de carga producen que un desplazamiento hacia abajo del elemento respecto al suelo, lo que moviliza fricción positiva a lo largo de todo el fuste. En esta etapa el eje neutro sube progresivamente, hasta ubicarse en la cabeza de la pila (Fig. 3.27).

Conforme se aplica una segunda carga térmica (etapa 5), la fricción positiva generada en la parte superior de la pila por la sobrecarga se anula ($\Delta T=20^{\circ}\text{C}$) y empieza a desarrollarse nuevamente fricción negativa. En este caso, el eje neutro se desplaza hacia abajo hasta los 7 m de profundidad. El eje nulo, por su parte, se mantiene alrededor de los 9.5 m.

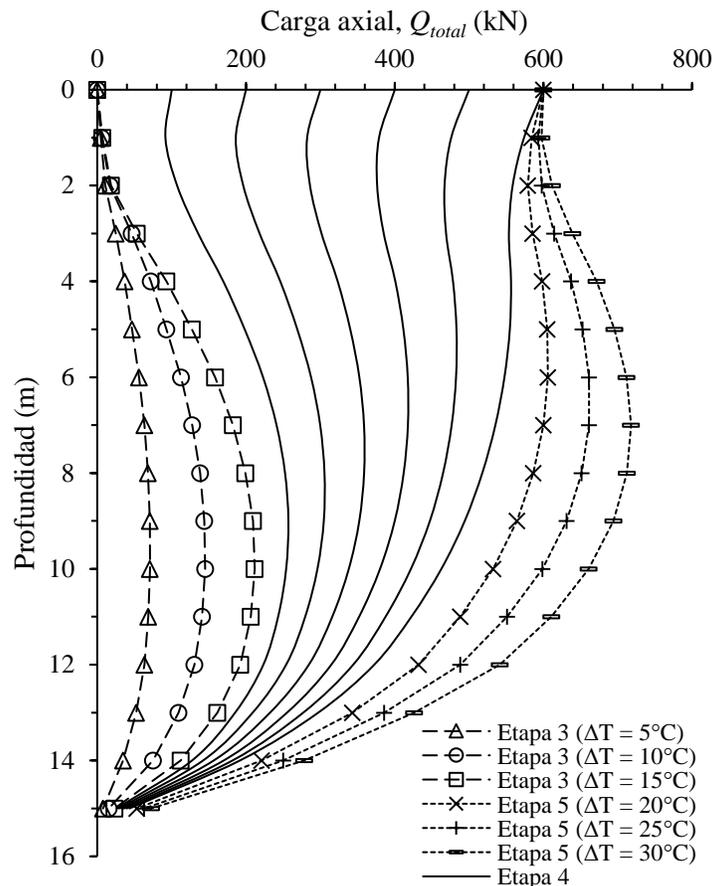


Fig. 3.26 Distribución de carga axial con la profundidad para diferentes etapas de análisis

En general, los resultados discutidos anteriormente son consistentes con las observaciones experimentales de Ng *et al.* (2015). A partir de éstos se comprueba que las fuerzas inducidas por efectos térmicos pueden reemplazarse al aplicar una sobrecarga a la pila. Dicho comportamiento refuerza la idea que, al igual que en el caso de pilotes sometidos a fricción negativa debido a consolidación regional (Fellenius, 1988), los efectos térmicos en las pilas de energía no representan un problema de capacidad de carga, sino de estados límite de servicio. No obstante, se requieren

de estudios adicionales que consideren las restricciones en la cabeza del elemento de cimentación, así como la interacción entre grupos de pilas para confirmar esta última aseveración.

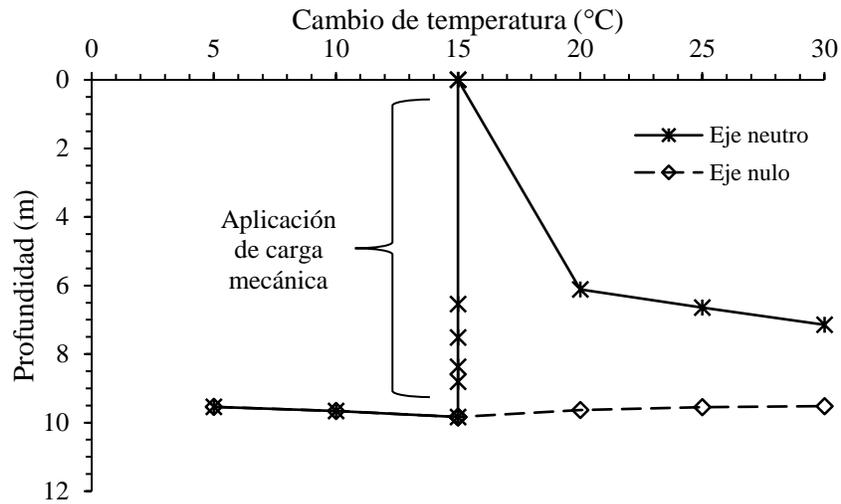


Fig. 3.27 Movilización de eje neutro y eje nulo para variaciones de temperatura y carga mecánica

4. CONCLUSIONES GENERALES Y RECOMENDACIONES

4.1. Conclusiones

El objetivo de esta tesis de maestría fue establecer un marco conceptual que permitiese comprender el funcionamiento de las estructuras termoactivas y su comportamiento ante cargas termomecánicas, con énfasis en las pilas de energía. Para ello, en la primera parte del trabajo se presentó una revisión bibliográfica sobre el desarrollo actual de esta tecnología a nivel internacional. Se describieron los componentes y principios de operación de las Bombas de Calor Geotérmico (BCG). Se mostró que las BCG, y por ende las estructuras termoactivas, representan una alternativa altamente eficiente para reducir el impacto ambiental de la creciente demanda de energía para el acondicionamiento de espacio y el calentamiento de agua. Asimismo se evidenció que su aplicación es factible en por lo menos nueve estados de la república mexicana (Baja California, Chihuahua, Nuevo León, Jalisco, Aguascalientes, Veracruz, Estado de México, Guerrero, y Quintana Roo).

Por otra parte, se estudiaron los mecanismos de transferencia de calor en los suelos y en las pilas de energía. A partir de esta información se identificaron las propiedades térmicas más significativas para el análisis de este tipo de estructuras (capacidad calorífica específica y la conductividad térmica) y se describieron diversos métodos de laboratorio y de campo para su determinación, como los Ensayos de Respuesta Térmica (ERT) y la prueba de cono térmico (TCT).

Los efectos de los cambios de temperatura en el comportamiento mecánico de las pilas de energía se analizaron a partir de resultados de pruebas de carga y modelos en centrífuga reportados en la literatura. Con base en esta información, se reconoció que los ciclos térmicos inducen deformaciones y esfuerzos adicionales que deben ser considerados en el diseño estructural y geotécnico de la cimentación. Asimismo, se describieron los principales efectos de las cargas térmicas en el comportamiento mecánico de los suelos arcillosos, específicamente sus

4. Conclusiones generales y recomendaciones

consecuencias en los cambios volumétricos, el esfuerzo de preconsolidación y los parámetros de compresibilidad y resistencia al corte.

Por último, se expusieron los diferentes métodos propuestos a nivel internacional para el análisis y diseño de pilas de energía, describiendo sus principales hipótesis y limitaciones. Entre ellos se destacaron a los modelos termo-hidro-mecánicos como la herramienta de análisis más completa para la simulación de este tipo de estructuras.

En la segunda parte, se puso énfasis en la implementación del modelado numérico de una pila de energía considerando condiciones estratigráficas de Coatzacoalcos, Veracruz. A partir de esta simulación, se estudió con análisis paramétricos el impacto de diferentes combinaciones de cargas termo-mecánicas en el comportamiento de las pilas de energía, su variación en el tiempo, así como las diferencias entre los métodos de análisis acoplados y desacoplados. Finalmente, se evaluó la variación de los efectos térmicos ante la aplicación de cargas mecánicas accidentales. Las conclusiones generales de los temas antes mencionados se presentan a continuación.

(a) *De los estudios paramétricos para evaluar el impacto de diferentes magnitudes y combinaciones de cargas termo-mecánicas en el comportamiento de las pilas de energía:*

- Se demostró que los cambios de temperatura producen una redistribución de cargas en la pila, en particular en las fuerzas de fricción desarrolladas en el fuste. En este caso, la generación de fricción negativa depende de las condiciones iniciales de carga mecánica.
- Se expusieron las diferencias entre los conceptos de eje neutro y eje nulo. El primero representa la profundidad en la cual el desplazamiento relativo entre pilote y suelo es cero, y está relacionado con la ubicación de la carga axial total máxima mientras el segundo se define a partir de los desplazamientos producidos únicamente por cargas térmicas y representa la profundidad de la máxima carga térmica. Dichos ejes coinciden únicamente en el caso de que la pila no esté sometida a cargas mecánicas.

(b) *De los efectos transitorios de las cargas térmicas:*

- Se demostró que el comportamiento mecánico de las pilas de energía varía con el tiempo. En general, la transferencia de calor en el suelo produce un incremento en las deformaciones experimentadas por el elemento de cimentación y una reducción de las cargas inducidas por efectos térmicos.

(c) *De la comparación entre métodos de análisis acoplados y desacoplados:*

- Se demostró que el ignorar la respuesta térmica del suelo puede conducir a predicciones erróneas de la interacción suelo-pila, especialmente para el análisis de condiciones a largo plazo. En general, los métodos desacoplados sobrestiman las cargas térmicas y subestiman las deformaciones experimentadas por las pilas de energía.

(d) *Del comportamiento de las pilas de energía ante cargas mecánicas accidentales:*

- Se comprobó que las fuerzas por fricción negativa generadas por cambios de temperatura pueden eliminarse al incrementar la carga mecánica en la cabeza de la pila. Este comportamiento es similar al de pilotes de fricción alojados en un estrato compresible en proceso de consolidación.

4.2. Recomendaciones

A pesar del uso extendido de las estructuras termoactivas en diversos países, existen algunos desafíos para su implementación en México. La principal limitación se relaciona con el desconocimiento de esta tecnología por parte de los usuarios potenciales, así como de las propiedades térmicas de los suelos locales. Con base en la información recabada sobre el comportamiento de las pilas de energía, se recomienda lo siguiente:

- Determinar las propiedades térmicas de los suelos mexicanos, en particular su capacidad calorífica específica y su conductividad térmica. Para ello es posible utilizar cualquiera de los métodos de ensayo descritos en el apartado 2.3. En particular se recomienda evaluar la implementación del cono térmico (TCT) en el país, dado el amplio uso del cono eléctrico (CPT) en el desarrollo de exploraciones geotécnicas en el país.
- Investigar el comportamiento termo-mecánico de los suelos locales, especialmente de los suelos arcillosos. Entre los equipos que pueden emplearse para esta tarea se encuentran cámaras triaxiales, odómetros y cajas de corte con control de temperatura.
- Desarrollar pruebas de carga termo-mecánicas como las descritas en los apartados 2.4.1 y 2.4.2 que permitan caracterizar de forma experimental el comportamiento de las pilas de energía en el contexto mexicano.
- Estudiar los efectos de la restricción en la cabeza de las pilas, la aplicación de múltiples ciclos térmicos en las propiedades de la interfaz suelo-pila y la interacción entre grupos de pilas.

REFERENCIAS

- Abdelaziz, S.L, Olgun, C.G. & Martin, J.R. (2011). Design and operational considerations of geothermal energy piles. *Proceedings of Geo-Frontiers 2011: Advances in Geotechnical Engineering. ASCE Geotechnical Special Publication*, 211, 450-459.
- Abdelaziz, S. L., & Ozudogru, T. Y. (2016). Non-uniform thermal strains and stresses in energy piles. *Environmental Geotechnics*, 3, 237-252.
- Abuel-Naga, H., Bergado, D., Ramana, G., Grino, L., Rujivipat, P., & Thet, Y. (2006). Experimental evaluation of engineering behavior of soft Bangkok clay under elevated temperature. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(7), 902-910.
- Abuel-Naga, H., Bergado, D., & Bouazza A (2007a). Thermally induced volume change and excess pore water pressure of soft Bangkok clay. *Engineering Geology*, 89, 144-154.
- Abuel-Naga, H., Bergado, D., Bouazza, A. & Ramana, G. (2007b). Volume change behavior of saturated clays under drained heating conditions: experimental results and constitutive modeling. *Canadian Geotechnical Journal*, 44, 942-956.
- Abuel-Naga, H., Bergado, D., Bouazza, A. & Pender, M. (2009). Thermal conductivity of soft Bangkok clay from laboratory and field measurements. *Engineering Geology*, 105, 211-219.
- Abuel-Naga, H., Raouf, a. M. I., Raouf, M. I. N., & Nasser, A. G. (2015). Energy piles: current state of knowledge and design challenges. *Environmental Geotechnics*, 2(4), 195-210.
- ACI. (2008). Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-08) and Commentary. *American Concrete Institute* (Vol. 2007).
- Adam, D. & Markiewicz, R. (2009). Energy from earth-coupled structures, foundations, tunnels and sewers. *Géotechnique*, 59(3), 229-236.
- Akrouch, G. A., Sánchez, M., & Briaud, J. L. (2014). Thermo-mechanical behavior of energy piles in high plasticity clays. *Acta Geotechnica*, 9(3), 399–412.
- Akrouch, G. A., Briaud, J.-L., Sanchez, M., & Yilmaz, R. (2016). Thermal Cone Test to Determine Soil Thermal Properties. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(3), 04015085: 1-12.
- Amatya, B. L., Soga, K., Bourne-Webb, P. J., Amis, T., & Laloui, L. (2012). Thermo-mechanical behaviour of energy piles. *Géotechnique*, 62(6), 503-519.
- Asociación Técnica Española de Climatización y Refrigeración – ATECYR (2012). Guía Técnica de Diseño de Sistemas de Intercambio Geotérmico de Circuito Cerrado.

Referencias

- ASTM. (2016). Standard Test Method for Steady-State Heat Flux Measurements and Thermal Transmission Properties by Means of the Guarded-Hot-Plate Apparatus. *ASTM C177-13*, West Conshohocken, PA.
- ASTM. (2016). Standard Test Method for Steady-State Thermal Transmission Properties by Means of the Heat Flow Meter Apparatus. *ASTM C518-15*, West Conshohocken, PA.
- ASTM. (2016). Standard Test Method for Determination of Thermal Conductivity of Soil and Soft Rock by Thermal Needle Probe Procedure. *ASTM D5334-14*, West Conshohocken, PA.
- ASTM. (2016). Standard Test Method for Permeability of Granular Soil (Constant Head). *ASTM D2434-68(2006)*, West Conshohocken, PA.
- Astudillo, L. & Domínguez, I. N. (2017). Comunicación personal.
- Auvinet, G. & Esquivel, R. (1986). Impermeabilización de Lagunas Artificiales. *Editorial LIMUSA y Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos*, México.
- Banks, D. (2012). From Fourier to Darcy, from Carslaw to Theis: the analogies between the subsurface behaviour of water and heat. *Italian Journal of Groundwater*, AS03013, 9–18.
- Barba D.F. y López-Acosta N.P. (2017). Analogías entre flujo de agua y calor en suelos, y su importancia en las estructuras termoactivas. *Revista Ingeniería y Tecnología, Facultad de Ingeniería, Benemérita Universidad Autónoma de Puebla, BUAP*, Año 13, 26 (Abril-Septiembre 2017), 7-14.
- Barragán, R.M., & Santoyo, E. (2010). Energía Geotérmica. En: Estrada, C. & Islas, J. (Eds.), *Energías Alternas: Propuesta de investigación y desarrollo tecnológico para México. Academia Mexicana de Ciencias*, 61-78.
- Barry-Macaulay, D., Bouazza, A., Singh, R. M., Wang, B., & Ranjith, P. G. (2013). Thermal conductivity of soils and rocks from the Melbourne (Australia) region. *Engineering Geology*, 164, 131-138.
- Bhattacharyya, A. (1965) Heat Transfer Analogies. *Aktiebolaget Atomenergi (AE-201)*, Suecia.
- Bodas Freitas, T. M., Cruz Silva, F., & Bourne-Webb, P. J. (2013). The response of energy foundations under thermo-mechanical loading. *Proceedings of 18th Intl Conf Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 3347–3350.
- Bourne-Webb, P. J., Amatya, B., Soga, K., Amis, T., Davidson, C., & Payne, P. (2009). Energy pile test at Lambeth College, London: geotechnical and thermodynamic aspects of pile response to heat cycles. *Géotechnique*, 59(3), 237-248.
- Bourne-Webb, P. J., Soga, K., & Amatya, B. (2013). A framework for understanding energy pile behaviour. *Geotechnical Engineering*, 166(GE2), 170-177.

- Bourne-Webb, P., Pereira, J-M., Bowers, G., Mimouni, T., Loveridge, F., Burlon, S., Olgun, C.G., McCartney, J.S. & Sutman, M. (2014). Design tools for thermoactive geotechnical systems. *DFI Journal: The Journal of the Deep Foundations Institute*, 8(2), 121–129.
- Bourne-Webb, P. J., Bodas-Freitas, T. M., & Freitas-Assunção, R. M. (2016a). Soil – pile thermal interactions in energy foundations. *Géotechnique*, 66(2), 167–171.
- Bourne-Webb, P., Burlon, S., Javed, S., Kürten, S., & Loveridge, F. (2016b). Analysis and design methods for energy geostructures. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 65, 402-419.
- Bowles, J.E. (1996). Foundation analysis and design. *McGraw-Hill*, quinta edición, Estados Unidos de América.
- Bozozuk, M. (1981). Bearing capacity of pile preloaded by downdrag. *Proceedings, 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 631–636.
- Brandl, H. (2006). Energy foundations and other thermo-active ground structures. *Géotechnique*, 56(2), 81-122.
- Brandl, H. (2013). Thermo-active ground-source structures for heating and cooling. *Procedia Engineering*, 57, 9-18.
- Brinch Hansen, J. (1963). Discussion of ‘Hyperbolic stress-strain response: cohesive soil’, by Robert L. Kondner. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 89(4), 241–242.
- Brinkgreve, R.B.J., Engin, E. & Swolfs, W.M. (2017). PLAXIS 2D Material Models Manual. Países Bajos.
- Brown, D. A., Turner, J. P., & Castelli, R. J. (2010). Drilled shafts: Construction procedures and design methods. *FHWA-NHI-10-016*, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- Burlon, S., Habert, J., Szymkiewicz, F., Suryatriyastuti, M., & Mroueh, H. (2013). Toward a design approach of bearing capacity of thermos-active piles. *European Geothermal Congress 2013*, 3-7.
- Çengel, Y.A. & Boles, M.A. (2006) Termodinámica. *McGraw-Hill*, quinta edición, México.
- Cengel, Y., & Ghajar, A. (2010). Heat and Mass Transfer: Fundamentals and Applications. *McGraw-Hill*, quinta edición, Estados Unidos de América.
- Chaparro-Guerrero, C. (2013). Análisis de factibilidad sobre la implementación del sistema de intercambio geotérmico en edificios comerciales del estado de Querétaro. *Tesis de licenciatura en la Universidad Autónoma de Querétaro*.
- Chen, Y-J, & Kulhawy, F.H. (2002), Evaluation of Drained Axial Capacity for Drilled Shafts. *Geotechnical Special Publication No. 116*, ASCE, 1200-1214.

Referencias

- Cekerevac, C., & Laloui, L. (2004). Experimental study of thermal effects on the mechanical behaviour of a clay. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 28, 209-228.
- Cui, Y. J., Sultan, N., & Delage, P. (2000). A thermomechanical model for saturated clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 37, 607-620.
- Davisson, M. T. (1972). High capacity piles. *Proceedings, ASCE Lecture Series, Innovations in Foundation Construction*, 81-112.
- De Buen R., O., Hernández P., F., & Navarrete B., J. I. (2016). Análisis de la evolución del consumo eléctrico del sector residencial entre 1982 y 2014 e impactos de ahorro de energía por políticas públicas. *Comisión Nacional para el Uso Eficiente de la Energía*, Cuadernos de la Conuee N°1.
- De Moel, M., Bach, P. M., Bouazza, A., Singh, R. M., & Sun, J. O. (2010). Technological advances and applications of geothermal energy pile foundations and their feasibility in Australia. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 14(9), 2683–2696.
- De Vries, D.A. & Peck, A.J. (1958). On the cylindrical probe method of measuring thermal conductivity with special reference to soils. *Australian Journal of Physics*, 11, 409-423.
- Decourt, L. (1995). Prediction of Load-Settlement Relationships for Foundations on the Basis of Standard Penetration Test. *En: Ciclo de Conferencias Internacionales "Zeevaert"*, UNAM. México, 85-104.
- Delage, P., Cui, Y. J., & Sultan, N. (2000). On the thermal behaviour of Boom clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(2), 343-354.
- Di Donna, A., & Laloui, L. (2015). Numerical analysis of the geotechnical behaviour of energy piles. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 39, 861-888.
- Dupray, F., Laloui, L., & Kazangba, A. (2014). Numerical analysis of seasonal heat storage in an energy pile foundation. *Computers and Geotechnics*, 55, 67-77.
- Farouki, O. (1981). Thermal Properties of Soils. *CRREL Monograph 81-1*.
- Fellenius. (1988). The Unified Method. *Transportation Research Record*, 1169, 75–82.
- Freitas, R. (2014). Thermal and Thermal-Mechanical Analysis of Thermo-Active Pile Foundations Civil Engineering. *Tesis de maestría en el Instituto Superior Técnico de Lisboa*.
- Gao, J., Zhang, X., Liu, J. Li, X.L. & Yang, J. (2008). Thermal performance and ground heat temperature of vertical pile-foundation heat exchangers: A case study. *Applied Thermal Engineering*, 28, 2295-2304.

- García, A., & Martínez, I. (2012). Estado actual de desarrollo de las Bombas de Calor Geotérmico. *Geotermia*, 25(2), 58-68.
- García, A., & Torres, V. (2016). Estudio de Mercado para la aplicación de Bombas de Calor Geotérmicas en México. Disponible en: <http://iea-gia.org/wp-content/uploads/2016/05/1-05-Guti%C3%A9rrez-Estudio-de-mercado-para-la-aplicaci%C3%B3n-de-Bombas-de-Calor-Geot%C3%A9rmicas-en-M%C3%A9xico.pdf>
- Gawecka, K. A., Potts, D. M., Taborda, D. M. G., Cui, W., & Zdravković, L. (2017). Numerical analysis of coupled thermo-hydraulic problems in geotechnical engineering. *Proceedings of the ICE - Geotechnical Engineering*, 3, 201-219.
- Gehlin, S. & Hellström, G. (2003). Comparison of four models for thermal response test evaluation. *ASHRAE Transactions*, 109(1), 131-42.
- Graham, J., Tanaka, N., Crilly, T. & Alfaro, M. (2001). Modified Cam-Clay modeling of temperature effects in clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(3), 608-621.
- Ground Source Heat Pump Association (2012). Thermal pile design, installation and materials standards. *Ground Source Heat Pump Association*, Milton Keynes, Reino Unido.
- Hamidi, A., & Khazaei, C. (2010). A thermo-mechanical constitutive model for saturated clays. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 4(4), 445-459.
- Hashin, Z. & Shtrikman (1962) A variational approach to the theory of the effective magnetic permeability of multiphase materials. *Journal of Applied Physics*, 33(10), 3125-3131.
- Hirany, A & Kulhawy, F. H. (1989). 'Interpretation of load tests on drilled shafts. *Foundation Engineering: Current Principles and Practices*, 2, 1132-1149.
- Hoekstra, P., Delaney, A., & Atkins, R. (1973). Measuring the thermal properties of cylindrical specimens by the use of sinusoidal temperature waves. *CRREL Technical Report 244*, AD770425.
- Hong, P. Y., Pereira, J. M., Cui, Y. J. & Tang, A. M. (2016). A Two-Surface Thermomechanical Model for Saturated Clays. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 40 (7): 1059-1080.
- Hueckel, T., & Pellegrini, R. (1992). Effective stress and water pressure in saturated clays during heating-cooling cycles. *Canadian Geotechnical Journal*, 29, 1095-1102.
- Hwang, S., Ooka, R., & Nam, Y. (2010). Evaluation of estimation method of ground properties for the ground source heat pump system. *Renewable Energy*, 35(9), 2123-2130.
- Ibarra, E. & Rangel, J.L. (2017). Capítulo 9: "Pruebas de carga". *Libro: Ingeniería de Cimentaciones Profundas. Volumen 2. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica (SMIG)*. CDMX, México.

Referencias

- International Energy Agency (IEA). (2016). Key World Energy Statistics 2016. Disponible en: <https://www.iea.org/publications/freepublications/publication/KeyWorld2016.pdf>.
- Iglesias, E. R., Torres, R. J., Ignacio Martínez-Estrella, J., & Reyes-Picasso, N. (2012). Resumen de la evaluación 2010 de los recursos geotérmicos mexicanos de temperatura intermedia a baja. *Geotermia*, 25(2), 39-48.
- Japan Society of Architecture and Buildings (2001) Manual of Recommendations for Design of Building Foundations.
- Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, 78 (22), 355-358
- Jumikis, A. (1977). Thermal Geotechnics. *Rutgers University Press*, Estados Unidos de América.
- Kalantidou, A., Tang, A. M., Pereira, J. M., & Hassen, G. (2012). Preliminary study on the mechanical behaviour of heat exchanger pile in physical model. *Géotechnique*, 62(11), 1047–1051.
- Kavanaugh, S.P., & Rafferty, K. (1997). Ground-Source heat pumps: design of geothermal systems for commercial and institutional buildings. *ASHRAE*.
- Knellwolf, C., Peron, H., & Laloui, L. (2011). Geotechnical Analysis of Heat Exchanger Piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(10), 890–902.
- Kersten, M. S. (1949). Laboratory research for the determination of the thermal properties of soils. *ACFEL Technical Rep. 23. AD712516*, Univ. of Minnesota, Engineering Experiment Station.
- Kuntiwattanakul, P., Towhata, I., Ohishi, K., & Seko, I. (1995). Temperature effects on undrained shear characteristics of clay. *Soils and Foundations*, 35(1), 147-162.
- L'Ecuyer, M., Zoi, C., & Hoffman, J. S. (1993). Space Conditioning: the Next Frontier. The Potential of Advanced Residential Space Conditioning Technologies for Reducing Pollution and Saving Consumers Money. *U.S. Environmental Protection Agency*, EPA 430-R-93-004.
- LAFARGE (2013) Pilotes geotérmicos. 1.1.2 Cimentaciones. Efficient Building with LAFARGE, España.
- Laloui, L., Moreni, M., Fromentin, A., Pahud, D., & Steinmann, G. (1999). Heat exchanger pile: effect of the thermal solicitations on its mechanical properties. *Bulletin D'hydrogeologie*, 17, 331-338.
- Laloui, L. (2001). Thermo-mechanical behaviour of soils. *Revue Francaise de Génie Civil*, 5(6), 809-843.
- Laloui, L., & Cekerevac, C. (2003). Thermo-plasticity of clays: An isotropic yield mechanism. *Computers and Geotechnics*, 30(8), 649-660.

- Laloui, L., Moreni, M., & Vulliet, L. (2003). Comportement d'un pieu bi-fonction, fondation et échangeur de chaleur. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(2), 388-402.
- Laloui, L., Nuth, M., & Vulliet, L. (2006). Experimental and numerical investigations of the behaviour of a heat exchanger pile. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 30(8), 763-781.
- Laloui, L., & François, B. (2009). ACMEG-T: Soil Thermoplasticity Model. *Journal of Engineering Mechanics*, 135(9), 932-944.
- Laloui, L., & Di Donna, A. (2011). Understanding the behaviour of energy geo-structures. *Proceedings of the ICE - Civil Engineering*, 164, 184-191.
- Laloui, L., Olgun, C. G., Sutman, M., McCartney, J. S., Coccia, C. J., Abuel-Naga, H. M., & Bowers, G. A. (2014). Issues involved with thermoactive geotechnical systems: characterization of thermomechanical soil behavior and soil-structure interface behavior. *DFI Journal: The Journal of the Deep Foundations Institute*, 8(2), 108-120.
- Leroueil, S., & Jamiolkowski, M. (1991). Exploration of soft soil and determination of design parameters. *Proceedings Geo-Coast'91*, (2), 969-998.
- Leung, C., Liao, B., Chow, Y., Shen, R., & Kog, Y. (2004). Behavior of pile subject to negative skin friction and axial load. *Soils and Foundations*, 44(6), 17-26.
- López-Acosta, N.P. (2010). Incertidumbre en el análisis de flujo de agua en suelos. *Tesis de doctorado en la Universidad Nacional Autónoma de México*.
- López-Acosta, N. P. & Espinosa, A.L. (2016). Estimación de la permeabilidad en materiales finos mediante pruebas de disipación de presión de poro. *Memorias de la XXVIII Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica, SMIG (23-26) Noviembre 2016*, Mérida, Yucatán, México.
- López-Acosta N.P., Barba D. F., Pereira J.-M. & Paniagua W. I. (2017). Capítulo 8: Pilas de energía. *Libro: Ingeniería de Cimentaciones Profundas. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica (SMIG). CDMX, México. Volumen 2, 565-607. ISBN: 978-607-96251-2-2*.
- López-Acosta N. P., Barba D. F. & Sánchez M. (2017). Pilas de energía. Uso directo de la energía geotérmica a través de las cimentaciones profundas. *Proceedings of the 4th International Conference on Deep Foundations (4th ICDF)*. (SMIG, TC-214 ISSMGE, DFI, G-I ASCE) November 15-16, 2017, Mexico City, Mexico, 149-161.
- Loveridge, F. (2012). The Thermal Performance of Foundation Piles used as Heat Exchangers in Ground Energy Systems. *Tesis de doctorado en University of Southampton, Reino Unido*.
- Loveridge, F., & Powrie, W. (2013). Pile heat exchangers: thermal behaviour and interactions. *Proceedings of the ICE - Geotechnical Engineering*, 166, 178-196.

Referencias

- Lund, J. W., Freeston, D.H. & Boyd, T. L. (2011). Direct utilization of geothermal energy 2010 worldwide review. *Geothermics*, 40, 159-180.
- Mayne, P.W. (2007). NCHRP Synthesis 368: "Cone Penetration Testing". *Transportation Research Board*, National Research Council, Washington, D.C.
- Mayne, P.W., & Kulhawy, F.H. (1982). K₀-OCR Relationships in Soil. *Journal of Geotechnical Engineering*, 108 (GT6), 851-872.
- McCartney, J. & Rosenberg, J. (2011). Impact of heat exchange on the axial capacity of thermos-active foundations. *Proceedings of Geo-Frontiers 2011*, ASCE, 488-498.
- McCartney, J. S., Murphy, J. S., & Stewart, M. A. (2013). Thermo-Mechanical Behavior of Energy Foundations. *Proceeding of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 3379–3382.
- Mendoza, M. J., Ibarra, E., Rufiar, M., & Paniagua, W. (2012). Pruebas de carga axial, y su previsión teórica, en pilas de cimentación instrumentadas del Viaducto Bicentenario, Estado de México. *XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*.
- Meyer, J., Pride, D., O'Toole, J., Craven, C., & Spencer, V. (2011). Ground-Source Heat Pumps in Cold Climates Ground-Source Heat Pumps in. Alaska.
- Mimouni, T. (2014). Thermomechanical Characterization of Energy Geostructures with Emphasis on Energy Piles. *Tesis de doctorado en Ecole Polytechnique Federale de Lausanne*.
- Mimouni, T., & Laloui, L. (2014). Towards a secure basis for the design of geothermal piles. *Acta Geotechnica*, 9(3), 355–366.
- Mitchell, J., & Soga, K. (2005). Fundamentals of Soil Behaviour. *John Wiley & Sons*, tercera edición, Estados Unidos de América.
- Mochlinski, K. (1964). Some industrial measurements of thermal properties of soil. *Int. Study Group on Soils, Lectures at Meeting in Cambridge, International Study Group on Soils*, Cambridge, Reino Unido.
- Modaressi, H., & Laloui, L. (1997). A thermos-viscoplastic constitutive model for clays. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 21(5), 313-315.
- Mogensen, P. (1983). Fluid to duct wall heat transfer in duct system heat storages. *Proceedings of the International Conference on subsurface heat storage in theory and Practice*, Swedish council for building research, 6-8.
- Murphy, K. D., McCartney, J. S., & Henry, K. S. (2015). Evaluation of thermo-mechanical and thermal behavior of full-scale energy foundations. *Acta Geotechnica*, 10(2), 179-195.

- NF P94-132 (2000) Sols: reconnaissance et essais - Essai d'eau Lefranc.
- Ng, C. W. W., Yau, T. L. Y., Li, J. H. M., & Tang, W. H. (2001). New Failure Load Criterion for Large Diameter Bored Piles in Weathered Geomaterials. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127, 488–498.
- Ng, C. W. W., Shi, C., Gunawan, A., Laloui, L., & Liu, H. L. (2015). Centrifuge modelling of installation effects on helical anchor performance in sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 13(2007), 785–791.
- O'Neill, M. W., & Reese, L.C. (1999). Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods. *FHWA-IF-99-025*, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- Ochsner, T. E., Horton, R., & Ren, T. (2001). A New Perspective on Soil Thermal Properties. *Soil Science Society of America Journal*, 65(6), 1641.
- Olesen, B.W. (2012). Thermo Active Building Systems. Using Building Mass to Heat and Cool. *ASHRAE Journal*, 54(2), 44-52.
- Olgun, C. G., & McCartney, J. S. (2014). Outcomes from international workshop on thermoactive geotechnical systems for near-surface geothermal energy: from research to practice. *DFI Journal - The Journal of the Deep Foundations Institute*, 8(2), 59–73.
- Olgun, C. G., Ozudogru, T. Y., & Arson, C. F. (2014). Thermo-mechanical radial expansion of heat exchanger piles and possible effects on contact pressures at pile-soil interface. *Geotechnique Letters*, 4, 170-178.
- Ortega, N. A. (2012). Factibilidad del aprovechamiento de bombas de calor geotérmicas para localidades de México. *Tesis de licenciatura en Universidad Nacional Autónoma de México*.
- Pasten, C., & Santamarina, J. C. (2014). Thermally Induced Long-Term Displacement of Thermoactive Piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(5), 06014003.
- Peck, R.B., Hanson, W.E., & Thornburn, T.H. (1974). Foundation Engineering. Segunda edición, *John Wiley and Sons*, New York, N.Y.
- Peron, H., Knellwolf, C., & Laloui, L. (2011). A method for the geotechnical design of heat exchanger piles. *Proceedings of Geo-Frontiers 2011*, ASCE, 470-479.
- Plawsky, J. L. (2014). Transport phenomena fundamentals. *CRC Press*, tercera edición, Estados Unidos de América.
- Poulos, H. G. y Davis, E. H. (1980). Pile Foundation Analysis and Design. *John Wiley and Sons*, New York, N.Y.

Referencias

- Raymond, J., Therrien, R., Gosselin, L., & Lefebvre, R. (2011). A Review of Thermal Response Test Analysis Using Pumping Test Concepts. *Ground Water*, 49(6), 932–945.
- Rees, S. W., Adjali, M. H., Zhou, Z., Davies, M., & Thomas, H. R. (2000). Ground heat transfer effects on the thermal performance of earth-contact structures. *Renewable & Sustainable Energy Reviews*, 4(3), 213-265.
- Reese, L. C. & O'Neill, M. W. (1988). 'Drilled shafts: construction procedures and design methods. *FHWA-HI-88-042*, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- Rodríguez Rebolledo, J. F., & Auvinet, G. (2011). Modelado numérico del comportamiento de un pilote sometido a fricción negativa y cargas accidentales. En: *2011 Pan-Am CGS Geotechnical Conference*.
- Rotta Loria, A. F., Gunawan, A., Shi, C., Laloui, L., & Ng, C. W. W. (2015). Numerical modelling of energy piles in saturated sand subjected to thermo-mechanical loads. *Geomechanics for Energy and the Environment*, 1, 1–15.
- Sauer, H.J., & R.H. Howel (1983). Heat Pump Systems. *John Wiley & Sons*, Estados Unidos de América.
- Secretaría de Energía (SENER) & Agencia Internacional de Energía (IEA). (2011). Indicadores de Eficiencia Energética en México: 5 sectores, 5 retos. Disponible en: https://www.gob.mx/cms/uploads/attachment/file/85305/Bibliograf_a_6.pdf
- Secretaría de Energía (SENER). (2015). Balance nacional de energía 2015. Disponible en: <https://www.gob.mx/sener/documentos/balance-nacional-de-energia>.
- Scott, R. F. (1969). The freezing process and mechanics of frozen ground. *Rep. No. II-D1: CRREL Cold Regions Science and Engineering Monograph*, Cold Regions Research and Engineering Laboratory.
- Shannon, W. L., & Wells, W. A. (1947). Tests for thermal diffusivity of granular materials. *Proc. ASCE*, 47, 1044-1055.
- Shonder J.A., & Beck, J.V. (2000). A new method to determine the thermal properties of soil formations from in situ field tests. *ORNL/TM-2000/97*. Tennessee: Oak Ridge Laboratory.
- SIA (Société suisse des ingénieurs et des architectes) (2005). Utilisation de la chaleur du sol par des ouvrages de fondation et de soutènement en béton. Guide pour la conception, la réalisation et la maintenance. Zurich, Suiza.
- Stewart, M. A., & McCartney, J. S. (2014). Centrifuge Modeling of Soil-Structure Interaction in Energy Foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 140(4), 1–11.

- Suryatriyastuti, M. E., Mroueh, H., & Burlon, S. (2012). Understanding the temperature-induced mechanical behaviour of energy pile foundations. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 16(5), 3344-3354.
- Suryatriyastuti, M. E. (2013). Numerical Study of the Thermo-Active Piles Behavior in Cohesionless Soils. *Tesis de doctorado en Université Lille 1*.
- Suryatriyastuti, M. E., Mroueh, H., & Burlon, S. (2014). A load transfer approach for studying the cyclic behavior of thermo-active piles. *Computers and Geotechnics*, 55, 378-391.
- Taylor, R.N. (2004). Geotechnical centrifuge technology. *Taylor & Francis*, Estados Unidos de América.
- Terzaghi, K. (1943). Theoretical soil mechanics. *John Wiley & Sons*, Estados Unidos de América.
- Van der Held, E. F. F., & Van Drunen, F. G. (1949). A method of measuring the thermal conductivity of liquids. *Physica*, 15(10), 865-881.
- VDI (Verein Deutscher Ingenieure) (2001). Thermal use of the underground – Ground source heat pump systems.
- Vieira, A., & Maranhã, J. R. (2016). Thermoplastic Analysis of a Thermoactive Pile in a Normally Consolidated Clay. *International Journal of Geomechanics*, 04016030.
- Wang, C., Liu, H., Kong, G., Ng, C. W. W., & Wu, D. (2016). Model tests of energy piles with and without a vertical load. *Environmental Geotechnics*, 3, 1–11.
- Welty, J. R., Wicks, C. E., Wilson, R. E., & Rorrer, G. L. (2008). Fundamentals of Momentum, Heat, and Mass Transfer. *John Wiley & Sons*, quinta edición, Estados Unidos de América.
- Whitlow, R. (1994) Fundamentos de mecánica de suelos. Editorial CECSA, México.
- Wysockey, M. H. (1999). The Axial Capacity of Drilled Shafts. *Tesis de doctorado en University of Illinois Urbana-Champaign*.
- Wolff, T.F. (1989). Pile capacity prediction using parameter functions. En: *Predicted and observed axial behavior of piles, results of a pile prediction symposium*, ASCE Geotechnical Special Publication, 23, 96-106.
- Yavari, N., Tang, A. M., Pereira, J. M., & Hassen, G. (2014). A simple method for numerical modelling of energy pile's mechanical behaviour. *Geotechnique Letters*, 4, 119–124.
- Yavari, N., Tang, A. M., Pereira, J. M., & Hassen, G. (2016). Mechanical behaviour of a small-scale energy pile in saturated clay. *Géotechnique*, 66(11), 878–887.

ANEXO I. ANALOGÍAS ENTRE FLUJO DE AGUA Y TRANSFERENCIA DE CALOR EN LOS SUELOS

I.1. Introducción

Dos fenómenos físicos se consideran análogos cuando las ecuaciones que describen su comportamiento son idénticas (Bhattacharyya, 1965). Las analogías existen en un gran número de fenómenos naturales (elasticidad, vibraciones, flujo de agua, transferencia de calor, etc.) debido a que, en esencia, las leyes físicas que gobiernan su comportamiento son de la misma naturaleza. Un caso de interés en el estudio de las estructuras termoactivas es la analogía existente entre los fenómenos de flujo de agua y transferencia de calor en los suelos, la cual se presenta a continuación.

I.2. Fundamentos teóricos

El flujo de agua y la transferencia de calor en los suelos son ejemplos de fenómenos de transporte. Éstos se definen como procesos en los que hay una transferencia de masa, energía y/o momento entre sistemas (Plawsky, 2014). Su estudio se efectúa a partir de dos tipos de leyes: 1) conducción y 2) conservación.

I.2.1. Leyes de conducción

Los fenómenos de transporte se producen debido a un desequilibrio espacial en las variables de estado de un sistema (temperatura, presión, voltaje, concentración molar, etc.), las cuales tienden naturalmente a redistribuirse hasta alcanzar el equilibrio (Çengel y Ghajar, 2010). El cambio de la variable de estado por unidad de longitud en la dirección del flujo se conoce como gradiente. En general, la tasa de flujo depende del gradiente y la función que los relaciona se denomina ley de conducción.

Las leyes de conducción en sistemas donde existe desequilibrio en múltiples variables de estado son complejas. No obstante, para la mayoría de las aplicaciones de ingeniería se puede considerar que la tasa de flujo por unidad de área (q/A) es proporcional al gradiente de la variable de estado ($\partial V_e/\partial x$). Así:

$$\frac{q}{A} = -k_c \frac{\partial V_e}{\partial x} \quad (\text{I.1})$$

donde k_c es un coeficiente de proporcionalidad conocido como coeficiente de conductividad o difusión, que mide la rapidez con que se produce la difusión de la variable de estado en el medio. El signo negativo de la Ec. (I.1) indica que el flujo se desarrolla de regiones de alto potencial hacia regiones de bajo potencial.

La ley de conducción en el caso de flujo de agua laminar es la conocida ley de Darcy:

$$v = -k \frac{\partial h}{\partial x} = -k i_h \quad (\text{I.2})$$

donde v es velocidad de descarga ($m s^{-1}$), h la carga hidráulica (m), i_h el gradiente hidráulico (adimensional) y k la conductividad hidráulica ($m s^{-1}$).

De forma similar, la conducción de calor obedece la denominada ley de Fourier:

$$q'' = -\lambda \frac{\partial T}{\partial x} = -\lambda i_t \quad (\text{I.3})$$

donde q'' es la tasa de transferencia de calor ($J s^{-1} m^{-2}$), T la temperatura ($^{\circ}C$), i_t el gradiente térmico ($^{\circ}C s^{-1}$) y λ la conductividad térmica ($W m^{-1} ^{\circ}C^{-1}$).

La relación entre el desequilibrio de las variables de estado y el flujo inducido para los dos casos de estudio se presenta de forma esquemática en la Figura I.1.

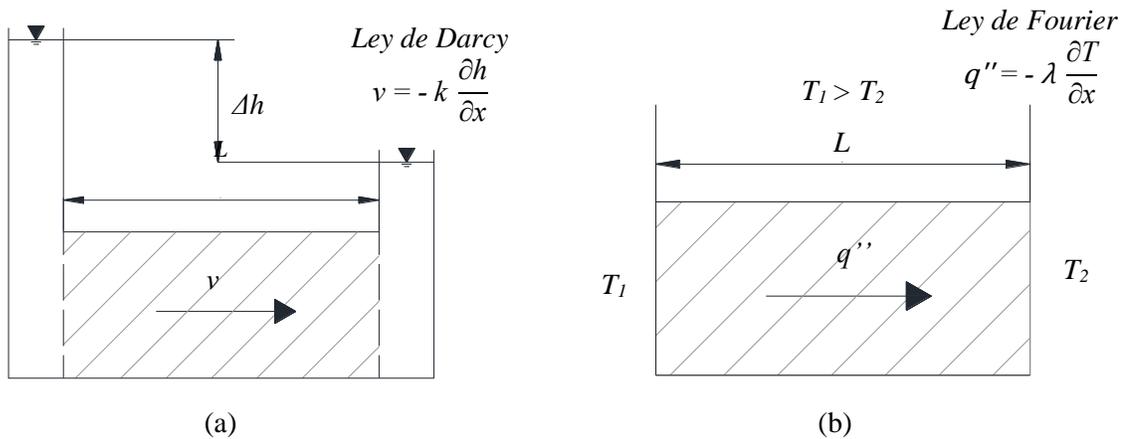


Fig. I.1 Relación entre variables de estado y flujo inducido para: a) flujo de agua, b) transferencia de calor (adaptado de Mitchel y Soga, 2005)

Existen otras leyes análogas que siguen la estructura de la Ec. (I.1), entre las que se encuentran la ley de Ohm que describe el flujo de carga eléctrica debido a un gradiente en el potencial, y la ley de Fick que describe la difusión química de solutos debido a un gradiente de concentración.

I.2.2. Ecuaciones de conservación

Las leyes de conservación postulan que el cambio neto (incremento o disminución) de una variable de interés dentro de un sistema es igual a la diferencia entre lo que entra y sale de éste (Welty *et al.*, 2008). Las leyes utilizadas en los fenómenos de estudio son

- **Flujo de agua:** ley de conservación de la materia (ley de Lomonósov-Lavoisier).
- **Transferencia de calor:** ley de conservación de la energía.

Para condiciones transitorias (variables con el tiempo), el flujo de agua en tres dimensiones en un suelo homogéneo e isótropo está definido por la ecuación de Richards:

$$\underbrace{\frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial h}{\partial z} \right)}_{\substack{\text{Diferencia entre masa total que entra} \\ \text{y sale del sistema}}} = \underbrace{C \frac{\partial h}{\partial t}}_{\text{Cambio de masa}} \quad (\text{I.4})$$

donde t es el tiempo (s) y C la capacidad específica de humedad (m^{-1}), la cual es una medida de la capacidad del suelo para almacenar o ceder agua.

Análogamente, si se ignoran otros mecanismos de transferencia de calor (convección, radiación, difusión de vapor, etc.), el flujo de calor en el suelo se define por la ecuación de difusividad:

$$\underbrace{\frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial z} \right)}_{\substack{\text{Diferencia entre energía total que entra} \\ \text{y sale del sistema}}} = \underbrace{c_{cv} \frac{\partial T}{\partial t}}_{\text{Cambio de energía}} \quad (\text{I.5})$$

donde c_{cv} es la capacidad calorífica volumétrica ($J m^{-3} \text{ } ^\circ C^{-1}$), que es una medida de la capacidad de cierto volumen de un material para almacenar calor al experimentar un cambio de temperatura sin modificar su fase (Jumikis, 1978).

Un caso particular de la ecuación de conservación de la materia, ampliamente conocido en la mecánica de suelos, es la ecuación de consolidación unidimensional de Terzaghi (1943), que se obtiene de la Ec. (I.4) asumiendo un flujo unidimensional y suelo totalmente saturado:

$$C_v \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \frac{\partial h}{\partial t} \quad (\text{I.6})$$

donde C_v es coeficiente de consolidación ($m^2 s^{-1}$) definido en función de la conductividad hidráulica k , el coeficiente de compresibilidad volumétrica m_v y el peso volumétrico del agua γ_w como:

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (I.7)$$

De forma similar, si se considera que la conductividad térmica λ es constante, la ecuación de flujo de calor unidimensional queda definida como:

$$D_i \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} = \frac{\partial T}{\partial t} \quad (I.8)$$

donde D_i es el coeficiente de difusividad ($m^2 s^{-1}$). El valor de D mide qué tan rápido el medio responde a cambios de temperatura y se obtiene a partir de la conductividad térmica λ , la capacidad calorífica específica c ($J kg^{-1} C^{-1}$) y la densidad del material ρ ($kg m^{-3}$):

$$D_i = \frac{\lambda}{c \rho} \quad (I.9)$$

En condiciones establecidas (constantes en el tiempo) las Ecs. (I.4) y (I.5) se simplifican, transformándose en la ecuación de Laplace. Para flujo de agua ésta se escribe como:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \nabla^2 h = 0 \quad (I.10)$$

mientras que para transferencia de calor es:

$$\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} = \nabla^2 T = 0 \quad (I.11)$$

I.2.3. Equivalencia entre procesos y su importancia para el estudio de las estructuras termoactivas

En las Tablas I.1 y I.2 se resumen las principales analogías entre parámetros de flujo de agua y transferencia calor en suelos. Esta equivalencia constituye una gran ventaja para el ingeniero geotecnista, ya que le permite relacionar los conceptos térmicos con definiciones comunes de flujo de agua. Adicionalmente, las analogías proporcionan bases para comprender las pruebas de campo y laboratorio utilizadas para determinar propiedades térmicas de los suelos, y facilitan el desarrollo e interpretación de análisis termo-hidro-mecánicos acoplados (Barba y López-Acosta, 2017).

Tabla I.1 Analogías entre flujo de agua y calor en suelos, parte 1 de 2 (adaptado de Mitchel y Soga, 2005)

Parámetro	Flujo de agua	Flujo de calor
Potencial	Carga hidráulica, h (m)	Temperatura, T ($^{\circ}C$)
Conductividad	k ($m s^{-1}$)	λ ($W m^{-1} ^{\circ}C^{-1}$)
Gasto	Caudal, q_h ($m^3 s^{-1}$)	Tasa transferencia de calor, q_t ($J s^{-1}$)
Velocidad de flujo	$v = q_h/A$ ($m s^{-1}$)	$q'' = q_t/A$ ($J s^{-1} m^{-2}$)
Gradiente	Gradiente hidráulico, $i_h = \partial h/\partial x$ (-)	Gradiente térmico, $i_t = \partial T/\partial x$ ($^{\circ}C m^{-1}$)

Tabla I.2 Analogías entre flujo de agua y calor en suelos, parte 2 de 2 (adaptado de Mitchel y Soga, 2005)

Parámetro	Flujo de agua	Flujo de calor
Capacitancia	Capacidad específica de humedad, $C (m^{-1})$	Capacidad calorífica volumétrica, $c_v (J m^{-3} °C^{-1})$
Coefficiente de difusividad	Coefficiente de consolidación, $C_v (m^2 s^{-1})$	Difusividad, $D_i (m^2 s^{-1})$
Ley de conductividad	Ley de Darcy	Ley de Fourier
Flujo transitorio	Ecuación de Richards	Ecuación de difusión
Flujo establecido	Ecuación de Laplace, $\nabla^2 h=0$	Ecuación de Laplace, $\nabla^2 T=0$

I.3. Determinación de los coeficientes de conductividad hidráulica y térmica

El coeficiente de conductividad es un parámetro fundamental para describir el flujo de agua y la transferencia de calor en los suelos. Sin embargo, éste no es una constante del suelo. La conductividad hidráulica k es función del contenido de agua, grado de saturación, relación de vacíos, distribución del tamaño de las partículas, distribución del tamaño y conectividad de los poros, entre otros (López-Acosta, 2010). Por otra parte, la conductividad térmica λ varía con la mineralogía, porosidad, microestructura, propiedades químicas del agua, grado de saturación, humedad y temperatura del suelo (Abuel-Naga *et al.*, 2015).

A lo largo de los años se han propuesto múltiples procedimientos para la obtención de k y λ . De manera general, éstos consisten en la aplicación de un gradiente (hidráulico o térmico) en una muestra de suelo y la posterior medición del flujo inducido (Farouki, 1981). Un breve listado de éstos se puede consultar en la Tabla I.3.

Tabla I.3. Pruebas de campo determinar el coeficientes de conductividad hidráulica y térmica de un suelo

Tipo de flujo	Tipo de prueba	Conductividad hidráulica, k	Conductividad térmica, λ
Establecido	Laboratorio	Permeámetro de carga constante (ASTM D2434)	Placa caliente (ASTM C177)
	Campo	Permeámetro de pozo USBR E-19 (Auvinet y Esquivel, 1986)	Medidor de flujo de calor (Scott, 1964; ASTM C518)
Transitorio	Laboratorio	Permeámetro de carga variable (ASTM D2434)	Método de la aguja (ASTM D5334)
	Campo	Prueba Lefranc (NF P94-132, 2000)	Ondas de temperatura (Hoekstra <i>et al.</i> , 1973)
		Pruebas de pozo de bombeo (Whitlow, 1994)	Ensayos de respuesta térmica (Gehlin y Hellström, 2003)
		Piezocono (López-Acosta y Espinosa, 2016)	Cono térmico (Akrouh <i>et al.</i> , 2016)

I.3.1. Pruebas de bombeo y de respuesta térmica

Los procesos para la ejecución de pruebas de bombeo y ensayos de respuesta térmica son similares. En las pruebas de bombeo convencionales se extrae agua de un pozo y se mide la evolución del

nivel piezométrico en él y en pozos cercanos denominados pozos de observación (Raymond *et al.*, 2011). Por otra parte, en los Ensayos de Respuesta Térmica (ERT) se inyecta (o extrae) energía calorífica al suelo a través de una tubería en circuito por la que circula un fluido transmisor de calor (intercambiador de calor) y se monitorean las temperaturas de entrada y de salida del fluido durante un período de varios días (Hwang *et al.*, 2010). En la Figura I.2 se muestra una comparación esquemática entre ambas pruebas. Cabe señalar que la solución de Theis para el cálculo del abatimiento piezométrico de un acuífero confinado (utilizada para el análisis de algunas pruebas de bombeo) es una adaptación de la ecuación de Carslaw para transferencia de calor empleada en los ERT (Banks, 2012).

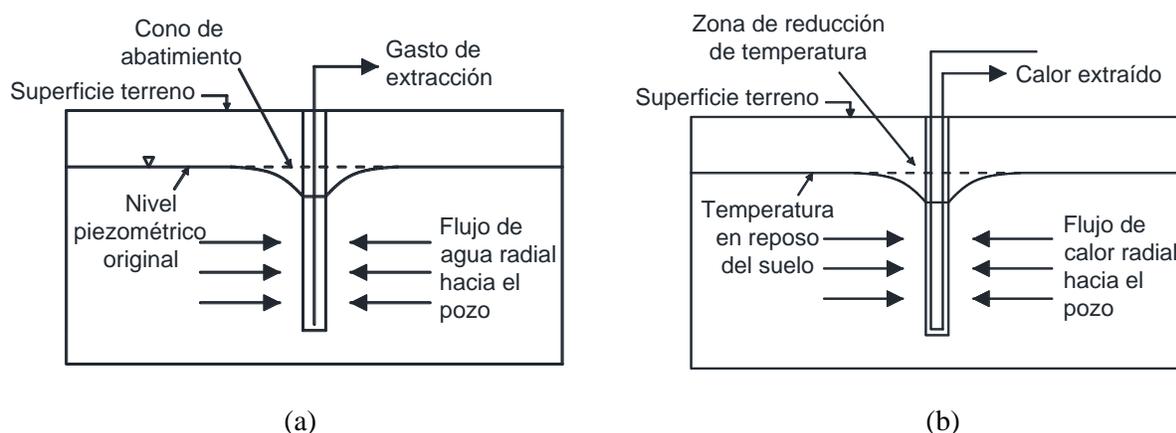


Fig. I.2 Comparación esquemática entre: a) prueba de bombeo sin pozos de observación, b) ensayo de respuesta térmica de extracción de calor (adaptado de Banks, 2012)

I.3.2. Piezocono y el cono térmico

El piezocono (CPTu) es un método indirecto para determinar la conductividad hidráulica horizontal k_{ho} de los suelos. Su procedimiento consiste en la medición del tiempo requerido para que se disipe el exceso de presión de poro que se genera por la penetración del cono (Lopez-Acosta y Espinosa, 2016). Existen diversas teorías para la determinación de k_{ho} , entre las cuales se encuentra la ecuación propuesta por Leroueil y Jamiolkowski (1991) según la cual:

$$k_{ho} \approx \left(\frac{I}{251 t_{50}} \right)^{1.25} \quad (I.12)$$

donde t_{50} es el tiempo para alcanzar el 50% de la disipación de la presión de poro.

Inspirados en esta metodología, Akrouch *et al.* (2016) incorporaron un transductor de temperatura (termopar) atrás de la punta del cono eléctrico. El instrumento, al que denominaron cono térmico (TCT), mide la disipación del calor generado durante el hincado del cono y permite calcular la difusividad y la conductividad térmica del suelo. En este caso se tiene que:

$$\lambda \approx \left(\frac{I}{A_1 t_{50}} \right)^B \quad (I.13)$$

donde A_1 y B son parámetros adimensionales que se obtienen de la calibración del equipo.

En ambos procedimientos los valores de t_{50} se obtiene a partir de curvas de disipación (presión de poro o temperatura), como las mostradas en la Figura I.3. Se destaca que la forma de las curvas de disipación térmicas se asemeja a la forma de las curvas de disipación de presión de poro tradicionales.

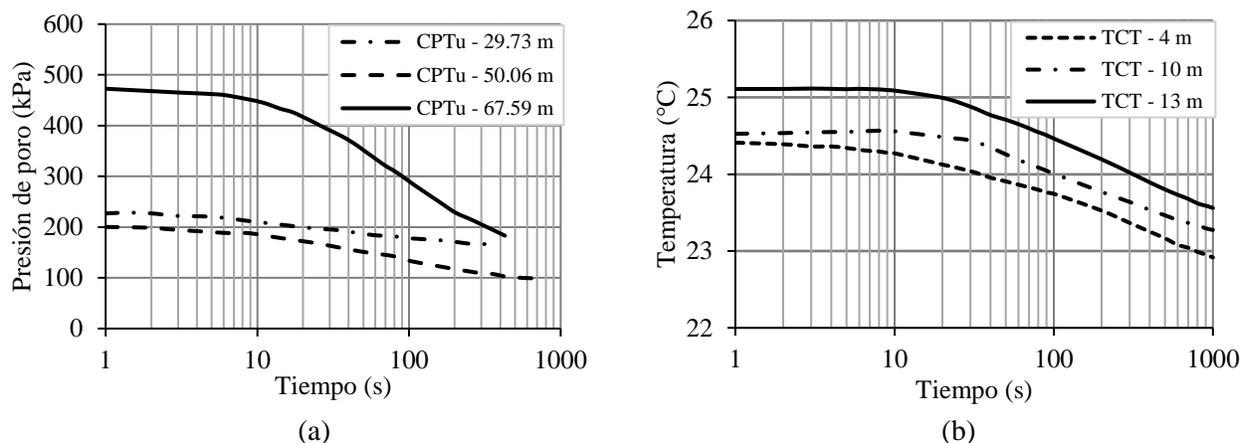


Fig. I.3. Curvas típicas de: a) disipación de presión de poro en ensayo CPTu (adaptado de López-Acosta y Espinosa, 2016), y b) disipación de temperatura en ensayo TCT (adaptado de Akrouch *et al.*, 2016)

I.4. Coeficientes de conductividad equivalentes

La mayoría de las ecuaciones presentadas en los apartados *I.2.1. Leyes de conducción* y *I.2.2. Ecuaciones de conservación* suponen que el suelo es un material homogéneo e isótropo. Sin embargo, en realidad ningún suelo cumple con estas características. En este contexto, es necesario determinar un coeficiente de conductividad equivalente (k_e) que represente al suelo heterogéneo real a través de un único valor de k_c (suelo homogéneo ficticio) (Lopez-Acosta, 2010).

Los métodos para la determinación de una conductividad hidráulica y térmica equivalente son similares. En general, el valor de k_e es función de las fracciones volumétricas de cada componente (o espesores de cada estrato) del suelo, su respectivo coeficiente de conductividad y de la distribución espacial de cada uno de ellos respecto a los demás. Debido a esto resulta imposible establecer una equivalencia completa entre el medio heterogéneo real y el medio homogéneo ficticio (Farouki, 1981).

A pesar de ello, se pueden establecer límites superiores e inferiores para el valor de la conductividad equivalente. Estos límites, conocidos como límites de Weiner, establecen que:

$$k_h \leq k_e \leq k_a \quad (I.14)$$

donde, k_a es media aritmética pesada definida como:

$$k_a = \left(\sum_{i=1}^m d_i k_i \right) / \left(\sum_{i=1}^m d_i \right) \quad (\text{I.15})$$

y k_h es la media armónica pesada que se calcula a partir de:

$$k_h = \left(\sum_{i=1}^m d_i \right) / \left(\sum_{i=1}^m \frac{d_i}{k_i} \right) \quad (\text{I.16})$$

donde m el número de componentes (o estratos) del suelo, k_i el coeficiente de conductividad del componente (o estrato) i , y d_i su espesor (o volumen). El límite superior se obtiene considerando que los componentes (o estratos) se disponen en un arreglo paralelo respecto a la dirección de flujo, mientras que el límite inferior considera que arreglo en serie (Farouki, 1981), como se muestra en la Figura I.4.

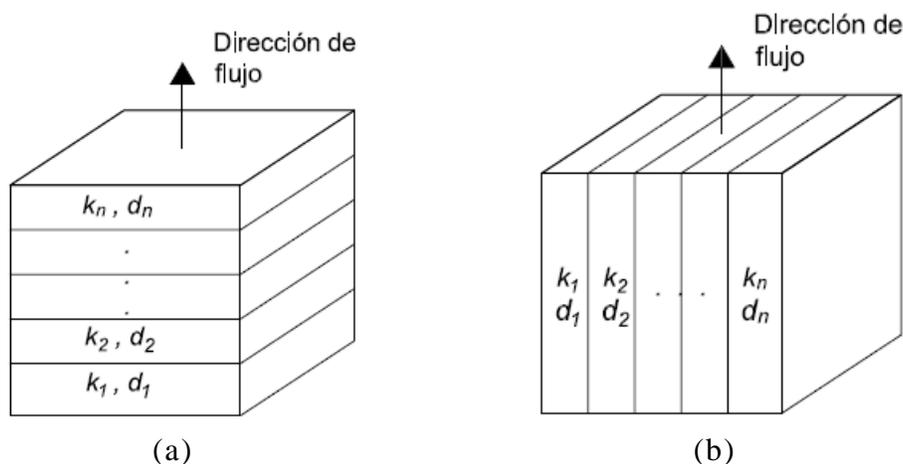


Fig. I.4. Representación para el cálculo de: a) media aritmética pesada, y b) media armónica pesada (adaptado de López-Acosta, 2010)

Utilizando principios variacionales, Hashin y Shtrikman (1962) determinaron límites para medios binarios más estrechos a los presentados en la Ecs. (I.15) y (I.16). Según estos autores:

$$k_2 + \frac{\chi_1}{\left(\frac{1}{k_1 - k_2} + \frac{\chi_2}{3k_2} \right)} \leq k_e \leq k_1 + \frac{\chi_2}{\left(\frac{1}{k_1 - k_2} + \frac{\chi_1}{3k_1} \right)} \quad (\text{I.17})$$

donde k_1 y k_2 son las conductividades de los componentes, y χ_1 y χ_2 son sus respectivas fracciones volumétricas.

El principal inconveniente de estos enfoques es que no proporcionan un valor numérico preciso de la conductividad, ni indican a cuál de los dos límites debe estar más próxima (Lopez-Acosta, 2010). Más aún, la incertidumbre en el valor de k_e aumenta en la medida que la diferencia entre los coeficientes de conductividad de los componentes (estratos) se incrementa.

ANEXO II. CALIBRACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA PARA ANÁLISIS TERMO-HIDRO-MECÁNICOS ACOPLADOS

En este anexo se presenta la calibración de la metodología implementada en esta tesis para la simulación numérica de pruebas de carga termo-mecánicas en pilas de energía. Se abordan dos casos de estudio: a) Lambeth College, y b) Universidad de Ciencia y Tecnología de Hong Kong. El procedimiento consiste en análisis numéricos axisimétricos fundamentados en el método de elementos finitos y efectuados con ayuda del código especializado PLAXIS 2D Thermal. En ambos casos se comparan y discuten los resultados de la evaluación numérica con las mediciones experimentales (*in situ* y de laboratorio) reportadas en la literatura.

II.1. Caso A. Lambeth College, Reino Unido

II.1.1. Estratigrafía y condiciones iniciales

Las condiciones del subsuelo de la zona se tomaron de Bourne-Webb *et al.* (2009), y corresponden a condiciones típicas de la cuenca de Londres. La estratigrafía está formada por un relleno granular superficial (RL) con espesor de 1.5 m, depósitos de arena y grava (AG) con espesor de 2.5 m y un estrato de arcilla limosa (AL) con espesor de 60 m. El nivel de aguas freáticas (NAF) se ubica a 3 m de profundidad. Mediciones de estaciones piezométricas reportadas por Gawecka *et al.* (2017) indicaron que la presión de poro en formación arcillosa AL presenta un abatimiento importante (Fig. II.1a). La temperatura media del lugar durante la prueba fue 19.5°C.

II.1.2. Propiedades de los materiales

Los análisis se realizaron en términos de esfuerzos efectivos considerando parámetros drenados. El comportamiento de los diferentes estratos de suelo se representó con el modelo Mohr-Coulomb, y la pila se modeló como un material isótropo no poroso linealmente elástico. En la Tabla II.1 se

presentan los parámetros mecánicos y térmicos utilizados en los cálculos, los cuales se obtuvieron de Yavari *et al.* (2104) y Gawecka *et al.* (2017).

Tabla II.1. Propiedades mecánicas y térmicas de los materiales

Estrato	γ	n	E'	ν'	c'	ϕ'	ψ	k	c_s	λ	α
	kN/m ³	(-)	(MPa)	(-)	(kPa)	(°)	(°)	(m/s)	(J/kg/K)	(W/m/K)	(10 ⁻⁶ /°C)
RL	18	0.5	10	0.20	0	30	0	-	1035	1.4	17
AG	20	0.5	13	0.20	0	35	17.5	-	930	1.4	17
AL	20	0.5	70	0.30	5	25	12.5	1.0x10 ⁻¹⁰	890	1.79	17
Concreto	24	-	40000	0.20	-	-	-	-	790	2.33	8.5

II.1.3. Geometría y condiciones de frontera

La simulación numérica del comportamiento de la pila de energía se efectuó a partir de un modelo axisimétrico. La malla de elementos finitos consistió de 4216 elementos triangulares de 15 nodos, con un refinado alrededor de la punta de la pila y a lo largo del fuste (ver Fig. II.1b). Para todos los estratos, se utilizó un valor unitario del factor de reducción de la interfaz. Las fronteras laterales de la malla se restringieron en dirección horizontal, mientras que la frontera inferior se limitó en ambos sentidos. Para las condiciones térmicas, se consideró una temperatura inicial de 19.5°C. El eje de simetría se modeló como una frontera adiabática, mientras que en la frontera derecha, superior e inferior se consideraron temperaturas constantes. El ciclo de enfriamiento-calentamiento se simuló aplicando los cambios de temperatura registrados en la Figura 2.19 en la interfaz pila-suelo, como se indica en la Figura II.1b.

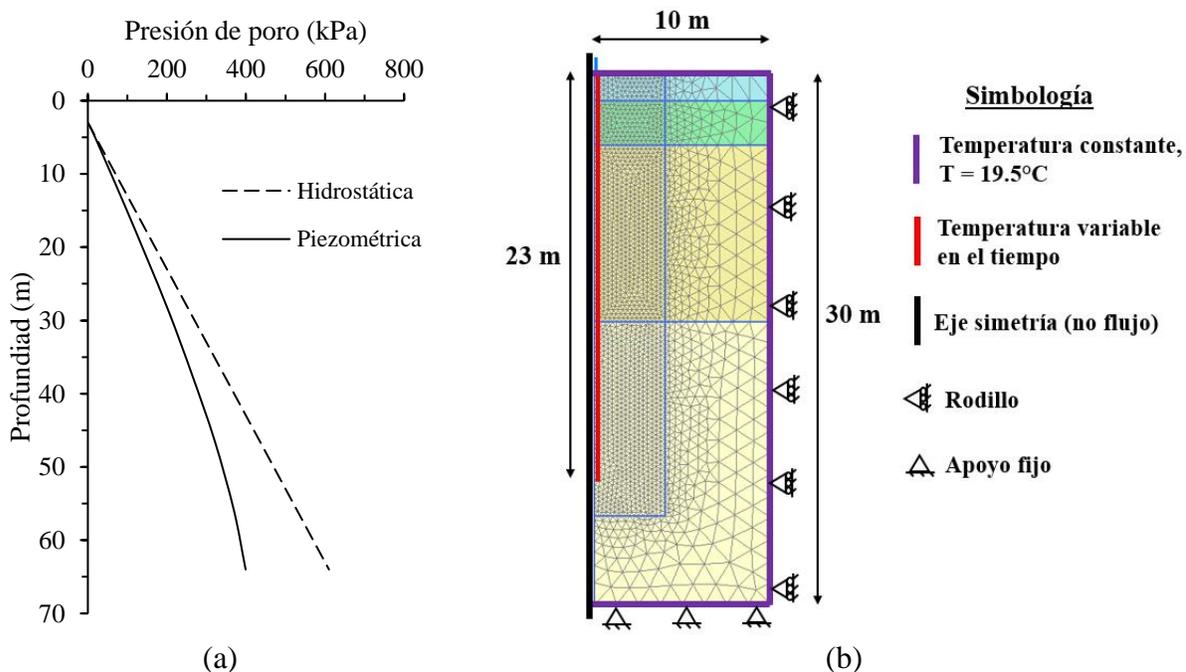


Fig. II.1 a) Presión de poro en Lambeth College (adaptado de Gawecka *et al.*, 2017), y b) malla de elementos finitos y condiciones de frontera

II.1.4. Etapas de análisis

Las etapas de la prueba consideradas para la modelación numérica fueron las siguientes:

- **Etapa carga 1 (EC-1).** Aplicación de carga sobre la cabeza de la pila de 1800 kN.
- **Etapa carga 2 (EC-2).** Descarga total de la pila.
- **Etapa carga 3 (EC-3).** Aplicación de recarga de 1200 kN sobre la cabeza de la pila.
- **Etapa térmica 1 (ET-1).** Enfriamiento de la pila bajo carga mecánica constante con un cambio máximo de temperatura (ΔT) de -19°C .
- **Etapa térmica 2 (ET-2).** Calentamiento intermitente de la pila bajo carga mecánica constante con un cambio máximo de temperatura respecto a condición inicial de 15.5°C .

II.1.5. Resultados y comparación con mediciones experimentales

La Figura II.2a muestra los resultados obtenidos para el desplazamiento de la cabeza de la pila y su comparación con las mediciones *in situ*. En general, se observa que la tendencia de ambas curvas es similar. En la medida que la temperatura disminuye, la pila tiende a contraerse; siendo su deformación máxima de 4.5 mm. Lo contrario sucede durante la etapa de calentamiento, en donde se aprecia una expansión del elemento.

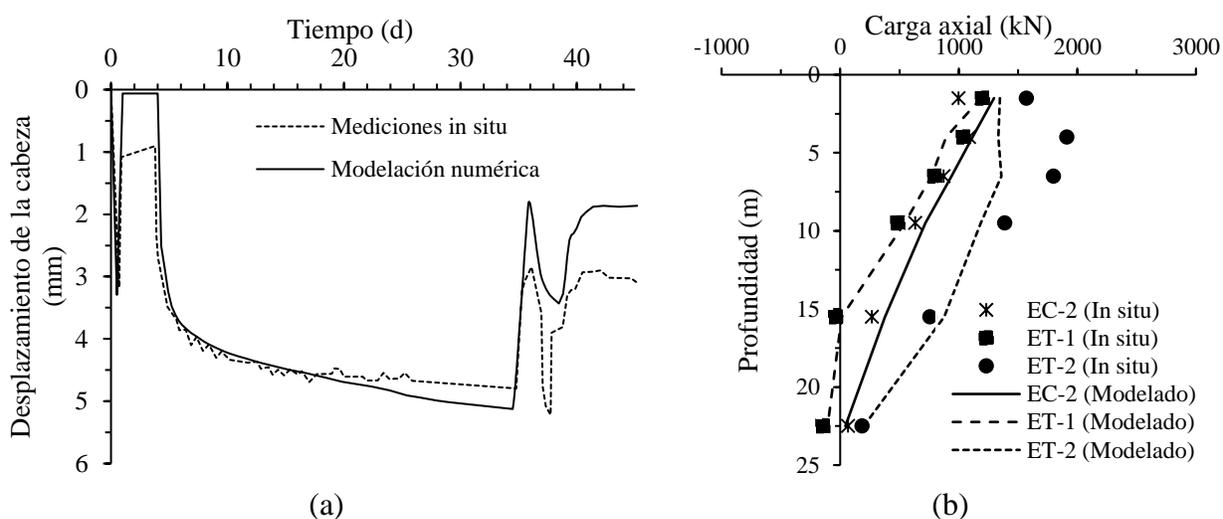


Fig. II.2 Comparación de resultados obtenidos: a) desplazamiento en la cabeza de la pila, y b) distribución de carga axial con la profundidad

Las principales diferencias se encuentran en las etapas de descarga (final etapa EC-3 y ET-2), en donde el modelo numérico tiende a sobreestimar la recuperación experimentada. De hecho, las mediciones de campo muestran la generación de deformaciones irreversibles. Resultados similares fueron obtenidos por Gawecka *et al.* (2017). Según dichos autores, las discrepancias se deben a las limitaciones del modelo Mohr-Coulomb para capturar los mecanismos plásticos generados durante las etapas de carga previas. En la Figura II.2b se presentan los perfiles de carga obtenidos al final de las etapas EC-3, ET-1 y ET-2, donde los puntos de dispersión representan las mediciones *in situ*

y las líneas los resultados obtenidos en la modelación numérica. Nuevamente se aprecia un buen ajuste entre éstos.

II.2. Caso B. Universidad de Ciencia y Tecnología de Hong Kong

II.2.1. Consideraciones generales

En función de la información expuesta por Ng *et al.* (2015), se decidió simular el comportamiento de un prototipo de 0.44 m de diámetro y 19.6 m de longitud. El modelado numérico se efectuó a partir de un análisis axisimétrico, con una malla de elementos finitos de 2561 elementos triangulares de 15 nodos, con un refinado alrededor de la punta de la pila y a lo largo del fuste (Fig. II.3). Las condiciones de frontera mecánicas y térmicas se presentan en la Figura II.3. La temperatura inicial se estableció en 22°C. Las cargas térmicas se simularon aplicando los cambios de temperatura registrados en la interfaz pila-suelo de acuerdo con el apartado 2.4.2.1.

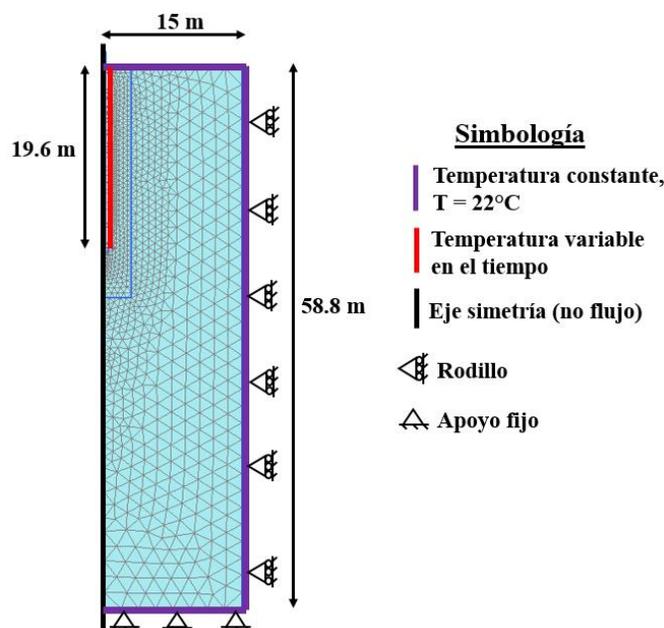


Fig. II.3 Malla de elementos finitos y condiciones de frontera

II.2.2. Propiedades de los materiales

Los análisis se realizaron en términos de esfuerzos efectivos considerando parámetros drenados. La arena se representó con el modelo Mohr-Coulomb y la pila se modeló como un material isótropo no poroso linealmente elástico. En la Tabla II.2 se presentan los parámetros mecánicos y térmicos utilizados, los cuales se obtuvieron de Rotta Loria *et al.* (2015).

Tabla II.2. Propiedades mecánicas y térmicas de los materiales.

Estrato	γ	n	E'	ν'	c'	ϕ'	ψ	ρ	c_s	λ	α
	kN/m ³	(-)	(MPa)	(-)	(kPa)	(°)	(°)	(kg/m ³)	(J/kg/K)	(W/m/K)	(10 ⁻⁶ /°C)
Arena	19.2	0.418	11	0.20	1	38	9	2654	830	5.83	10
Aluminio	22.0	-	27800	0.33	-	-	-	2640	863	54.7	22.2

II.2.3. Etapas de análisis

Las etapas de la prueba consideradas para la modelación numérica de la pila de referencia (RP, sin carga térmica) fueron las siguientes:

- **Etapa 1.** Instalación de la pila.
- **Etapa 2.** Aplicación de cargas mecánicas sobre la cabeza de la pila en incrementos de aproximadamente 320 kN, hasta alcanzar los 1632 kN.

Para las pilas sometidas a cambios de temperatura de 15 y 30 °C (EP15 y EP30 respectivamente), las etapas de análisis fueron las siguientes:

- **Etapa 1.** Instalación de la pila.
- **Etapa 2.** Calentamiento de la pila sin carga mecánica durante 11 días hasta alcanzar un cambio de temperatura (ΔT) de 15°C para EP15 y 30°C para EP30.
- **Etapa 3.** Transferencia de calor en el medio por 133 días.
- **Etapa 4.** Aplicación de cargas mecánicas sobre la cabeza de la pila en incrementos de aproximadamente 320 kN, hasta alcanzar los 1760 kN para EP15 y los 1676 kN para EP30.

II.2.5. Resultados y comparación con mediciones experimentales

La Figura II.4 muestra los resultados de distribución de carga axial a lo largo de las tres pilas y su comparación con las mediciones de laboratorio. Al igual que en el caso anterior, se observa que el modelo numérico utilizado es capaz de simular el comportamiento de los elementos sometidos a cargas mecánicas, térmicas y a la combinación de éstas.

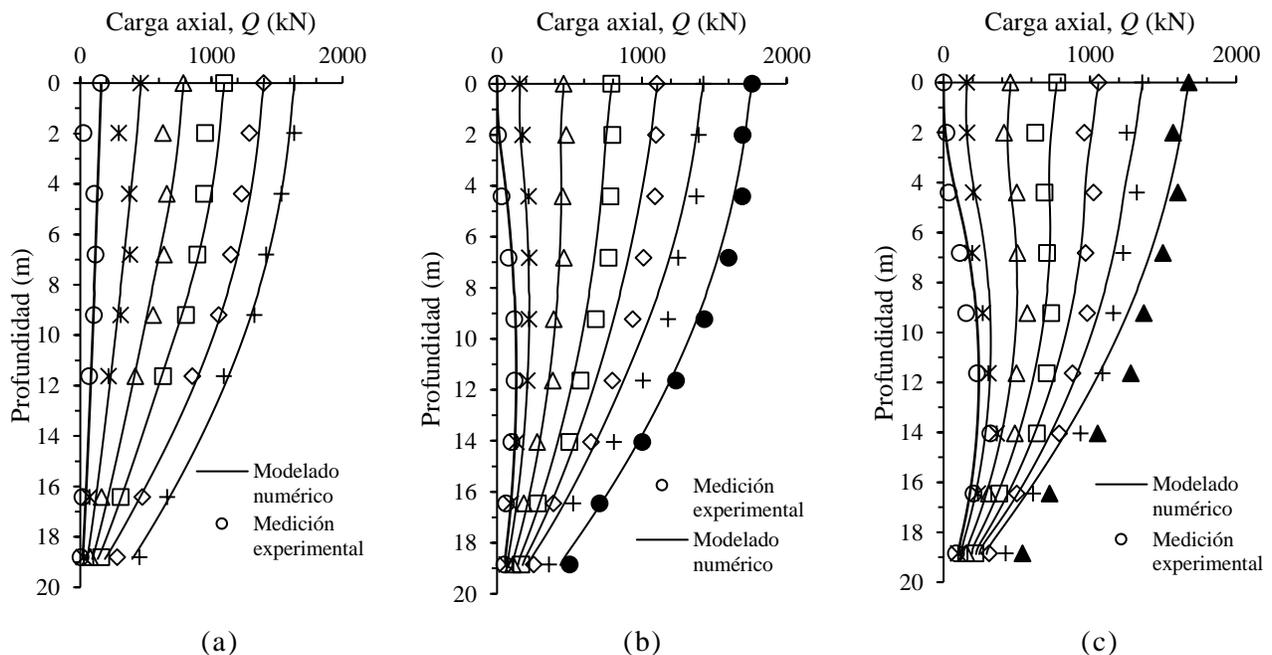


Fig. II.4 Comparación de resultados obtenidos de distribución de carga axial a lo largo de las pilas para modelos: a) RP, b) EP15, y c) EP30

ANEXO III. MÉTODOS EMPÍRICOS PARA LA DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA AXIAL DE PILAS BASADOS EN LA PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

III.1. Introducción

La capacidad de carga última o resistencia (Q_u) de una pila se calcula como la suma de la capacidad de carga por punta (C_p) más la capacidad de adherencia y/o fricción lateral (C_f), como se indica en la Ec. (III.1):

$$Q_u = C_p + C_f \quad (III.1)$$

De forma general, C_p se obtiene como el producto de la resistencia unitaria por punta (f_p) y el área de la punta de la pila (A). Por otra parte, C_f se determina como el producto de la resistencia unitaria en el fuste (f_s) y el área perimetral de la pila. Así:

$$Q_u = f_p A + P_e \int_0^L f_s dz \quad (III.2)$$

donde L es la longitud total de la pila, P_e su perímetro y z la profundidad desde la superficie. Si en cada estrato de espesor variable (Δz_i) se considera una resistencia unitaria por el fuste constante (f_{si}), la Ec. (III.2) se reduce a:

$$Q_u = f_p A + P_e \sum_{i=1}^m f_{si} \Delta z_i \quad (III.3)$$

En las Ecs. (III.1), (III.2) y (III.3) se supone que los aportes máximos por punta y adherencia-fricción se desarrollan para un mismo desplazamiento. Sin embargo, como se muestra en la Figura III.1a, el mecanismo real de transferencia de carga es más complejo. En las primeras etapas de

Anexo III. Métodos empíricos para la determinación de la capacidad de carga axial de pilas basados en la prueba de penetración estándar (SPT)

carga, la pila se desplaza hacia abajo movilizándose la resistencia por adherencia-fricción (punto A de la Figura III.1a). La transferencia de carga al suelo circundante genera que la carga axial en la pila disminuya con la profundidad como se indica en la Figura III.1b. Durante esta etapa, la carga se transfiere principalmente por adherencia-fricción hasta alcanzar su resistencia máxima (punto B de la Figura III.1a). Incrementos de carga posteriores son resistidos por la punta.

Los desplazamientos requeridos para el desarrollo de la resistencia máxima por punta (punto C) pueden ser superiores al 15% del diámetro de la pila (O'Neill y Reese, 1988; Mendoza *et al.*, 2012). Dicho nivel de asentamiento no es tolerado por la mayoría de estructuras, por lo que es necesario establecer un criterio para definir la capacidad de carga de una pila. A lo largo de los años se han establecido diversos criterios para determinar la capacidad de carga axial de pilotes y pilas. En el presente anexo se describen algunas ecuaciones y criterios empíricos basados en pruebas de campo para pilas coladas *in situ* en arenas.

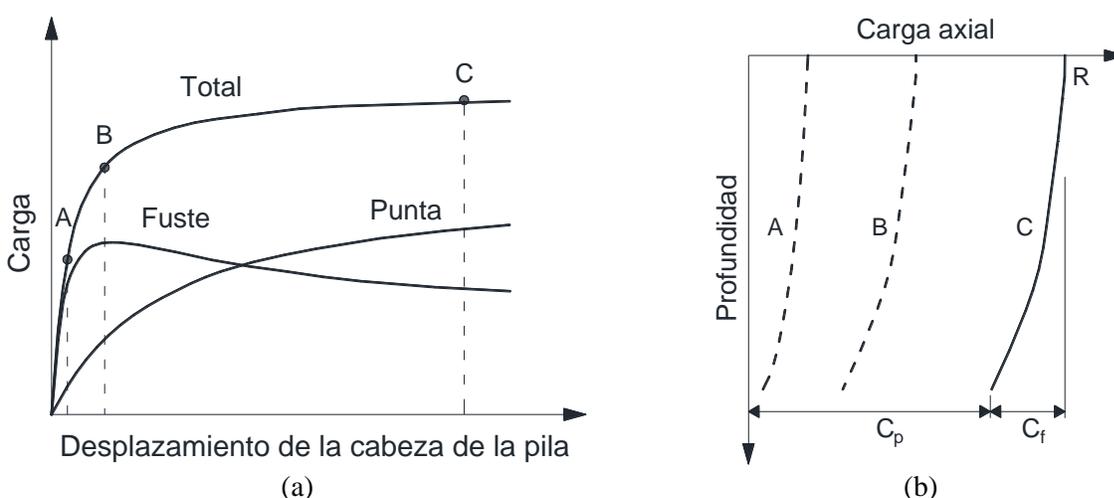


Fig. III.1. Mecanismo de transferencia de carga de pilas en compresión (adaptado de Brown *et al.*, 2010)

III.2. Criterio de Reese y Wright (1977)

Reese y Wright (1977) propusieron un criterio basado en resultados de pruebas de carga en pilas. Los valores de resistencia unitaria se relacionan con el número de golpes (N_{60}) de la prueba de penetración estándar (SPT) y corresponden a un desplazamiento de aproximadamente 5% del diámetro de la pila. La resistencia unitaria por punta (f_p) se calcula como:

$$f_p = \begin{cases} \frac{2}{3} N_{60,p}, & N_{60} \leq 60 \\ 40, & N_{60} > 60 \end{cases} \quad (\text{tsf}) \quad (\text{III.4})$$

donde $N_{60,p}$ es el número de golpes promedio desde la punta de la pila hasta una profundidad igual a dos veces el diámetro de la pila. Por otra parte, la resistencia unitaria por fricción en el fuste (f_s) se estima como:

$$f_s = \begin{cases} \frac{N_{60}}{34}, & N_{60} \leq 53 \\ \frac{N_{60} - 53}{450} + 1.6, & 53 \leq N_{60} \leq 100 \end{cases} \quad (\text{tsf}) \quad (\text{III.5})$$

III.3. Criterio de Decourt (1995)

El criterio de Decourt (1995) forma parte del Canadian Foundation Engineering Manual (CFEM, 2006). De acuerdo con este método, la resistencia unitaria por punta (f_p) se calcula como:

$$f_p = K_b \overline{N_{60}} \quad (\text{kPa}) \quad (\text{III.6})$$

donde $\overline{N_{60}}$ es el número de golpes promedio de las tres mediciones de N_{60} debajo de la punta de la pila y K_b es un coeficiente que depende del tipo de pila y suelo, como se indica en la Tabla III.1.

Tabla III. 1 Valores de K_b en función de tipo de pila y suelo (Decourt, 1995)

Suelo	K_b (kPa)	
	Pilotes hincados	Pilas coladas <i>in situ</i>
Arena	325	165
Arena limosa	205	115
Limo arcilloso	165	100
Arcilla	100	80

Mientras que la resistencia por fricción en el fuste (f_s) se obtiene a partir de:

$$f_s = \alpha (2.8 N_{60} + 10) \quad (\text{kPa}) \quad (\text{III.7})$$

donde α es un parámetro que varía entre 0.5 – 0.6 para pilas coladas *in situ* en arenas.

III.4. Criterio de FHWA88 Modificado

Este criterio fue propuesto por O'Neill y Reese (1999) con base en datos experimentales de 122 pruebas de carga en pilas en E.U.A. y es parte del manual de la Federal Highway Administration de 1999. La resistencia unitaria por punta (f_p) se asocia a un desplazamiento máximo de la punta del 5% del diámetro de la pila y se determina de forma empírica en relación al número de golpes (N_{60}) de la prueba de penetración estándar (SPT) como:

$$f_p = 57.6 N_{60,p} \leq 2900 \text{ kPa} \quad (\text{kPa}) \quad (\text{III.8})$$

El límite superior de 2900 kPa no es un valor teórico y corresponde al máximo valor medido en las pruebas experimentales utilizadas en el desarrollo de la correlación.

Por otra parte, la resistencia unitaria por fricción en el fuste (f_s) se calcula en función del esfuerzo efectivo vertical (σ'_v) a la profundidad de análisis como:

Anexo III. Métodos empíricos para la determinación de la capacidad de carga axial de pilas basados en la prueba de penetración estándar (SPT)

$$f_s = \beta \sigma'_z \leq 200 \text{ kPa} \quad (\text{kPa}) \quad (\text{III.9})$$

donde β es un factor empírico que combina la influencia del coeficiente de presión lateral de tierras (K) y la tangente del ángulo de fricción en la interfaz suelo-concreto. El límite superior se estableció en función del valor máximo medido en las pruebas experimentales.

En este criterio, el valor de β depende únicamente de la profundidad (z) y se calcula como:

$$\beta = 1.5 - 0.24 \sqrt{z}, \quad 0.25 \leq \beta \leq 1.20 \quad (\text{III.10})$$

Sin embargo, para un número de golpes N_{60} menor o igual a 15, los autores recomiendan utilizar la siguiente ecuación:

$$\beta = \frac{N_{60}}{15} (1.5 - 0.24 \sqrt{z}), \quad N_{60} < 15 \quad (\text{III.11})$$

El método considera que el proceso constructivo modifica las condiciones iniciales del suelo, reduciendo su densidad y permitiendo la relajación de los esfuerzos horizontales. En consecuencia, el ángulo de fricción (φ) de la arena disminuye hasta el valor correspondiente a la relación de vacíos crítica. De esta forma, β depende principalmente del valor de K , el cual, según pruebas experimentales, tiende a disminuir con la profundidad. Sin embargo, debido a que los cambios producidos por el proceso constructivo no se pueden predecir con facilidad, las evaluaciones detalladas del estado de esfuerzo en el sitio no son recomendables. Así, la Ec. (III.10) corresponde al límite inferior de los valores de β deducidos de las pruebas de carga analizadas.

III.5. Criterio de Wysockey (1999)

El criterio de Wysockey (1999) es una adaptación del presentado en el manual FHWA88 (1999). En este caso se relacionan tanto f_p como f_s con el número de golpes (N_{60}) de la prueba de penetración estándar (SPT). Para poder aplicar este criterio, la pila debe cumplir con las siguientes condiciones: 1) longitud mayor a 4.50 m, 2) diámetro mayor a 0.30 m, 3) valores de N_{60} menores o iguales a 75 golpes. Asimismo se considera que la pila falla por capacidad del suelo (no por capacidad estructural) y que se alcanza un desplazamiento de al menos 4% del diámetro de la pila o la curva carga-desplazamiento muestre un pico.

La resistencia unitaria por punta (f_p) se determina como:

$$f_p = 67 N_{60,p} \quad (\text{kPa}) \quad (\text{III.12})$$

Mientras que la resistencia unitaria por fricción en el fuste (f_s) es:

$$f_s = 4 N_{60} \quad (\text{kPa}) \quad (\text{III.13})$$

III.6. Criterio del Japanese Design Manual of Building Foundations (2001)

El criterio del Japanese Design Manual of Building Foundations (2001) se desarrolló con base en datos experimentales de pruebas de carga en pilas efectuadas en Japón y relaciona los valores de resistencia unitaria con el número de golpes (N_{60}) de la prueba de penetración estándar (SPT). De acuerdo con este método, la resistencia unitaria por punta (f_p) se calcula como:

$$f_p = 200 \bar{N}, \quad \bar{N} < 60 \quad (\text{kPa}) \quad (\text{III.14})$$

donde \bar{N} es el número de golpes promedio en una sección de 2 m alrededor de la punta (1 m arriba y 1 m debajo de ésta). Por otra parte, la resistencia unitaria por fricción en el fuste (f_s) se determina como:

$$f_s = 2.5 N_{60} \quad (\text{kPa}) \quad (\text{III.15})$$

III.7. Criterio de FHWA10

Este criterio propuesto por Brown *et al.* (2010) corresponde a la actualización del manual de la Federal Highway Administration FHWA10 y se fundamenta en el análisis de 100 pruebas de carga axial efectuadas en 53 sitios de estudio. La metodología de la FHWA10 conserva el procedimiento para la determinación de la resistencia unitaria por punta (f_p) del manual FHWA88 y establece un nuevo mecanismo para estimar la resistencia unitaria por fricción en el fuste (f_s), tomado de Chen y Kulhawy (2002).

De acuerdo con Chen y Kulhawy (2002), el valor f_s se define como:

$$f_s = \sigma'_v K \tan \delta \quad (\text{III.16})$$

donde δ es el ángulo de fricción en la interfaz suelo-concreto. Por conveniencia se establece que:

$$\beta = K \tan \delta \quad (\text{III.17})$$

y por tanto:

$$f_s = \beta \sigma'_v \quad (\text{III.18})$$

A diferencia de O'Neill y Reese (1999), Chen y Kulhawy (2002) recomiendan determinar el valor de β evaluando de forma separada los valores de K y δ . Así, para pilas de concreto coladas *in situ* se supone que la interfaz suelo-estructura es lo suficientemente rugosa para que:

$$\delta \approx \varphi \quad (\text{III.19})$$

Por otra parte, Brown *et al.* (2010) consideran que los cambios en los esfuerzos horizontales debidos a la construcción de la pila son mínimos. Por lo que, para pilas construidas adecuadamente, es válido asumir que:

Anexo III. Métodos empíricos para la determinación de la capacidad de carga axial de pilas basados en la prueba de penetración estándar (SPT)

$$\frac{K}{K_o} \approx 1 \quad (\text{III.20})$$

donde K_o es el coeficiente de presión lateral de tierras en reposo, el cual puede estimarse a partir de la ecuación propuesta por Mayne y Kulhawy (1982):

$$K_o = (1 - \sin \varphi) OCR^{\sin \varphi} \leq K_p \quad (\text{III.21})$$

donde OCR es la relación entre el esfuerzo de preconsolidación (σ'_c) y el esfuerzo efectivo vertical (σ'_v) y K_p el coeficiente de empuje pasivo definido por:

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{III.22})$$

Para la determinación de σ'_c , el FHWA10 recomienda utilizar la correlación de Mayne (2007) según la cual:

$$\sigma'_c \approx 0.47 P_a (N_{60})^m \quad (\text{III.23})$$

donde P_a es la presión atmosférica (101.3 kPa) y m un coeficiente que depende del tipo de suelo (0.6 para arenas limpias y 0.8 para arenas limosas y limos arenosos). Al sustituir las Ecs. (III.19), (III.20) y (III.21) en la Ec. (III.17) se obtiene:

$$\beta \approx (1 - \sin \varphi) \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_v} \right)^{\sin \varphi} \tan \varphi \leq K_p \tan \varphi \quad (\text{III.24})$$

La correlación utilizada para determinar σ'_c no ha sido validada para z menores a 2.25 m (7.5 ft). En consecuencia, los autores aconsejan limitar el valor de β cerca de la superficie al valor correspondiente a dicha profundidad.

ANEXO IV. CRITERIOS PARA LA INTERPRETACIÓN DE LA CARGA ÚLTIMA EN PILAS

IV.1. Introducción

Las curvas carga-desplazamiento obtenidas a partir de pruebas de carga en pilas pueden tener diversas formas, como se muestra en la Figura IV.1. En algunos casos (curvas tipo A, B y D) es posible identificar con claridad de forma visual el valor de la carga última (Q_u) del elemento. Sin embargo, en muchas ocasiones las curvas muestran un incremento indefinido de la carga con el desplazamiento (curvas tipo C y E), lo cual dificulta su interpretación. En estas circunstancias, es necesario seleccionar un criterio para establecer el valor de Q_u . En el presente anexo se describen algunas de las metodologías más comunes para la definición de la carga última en pilas.

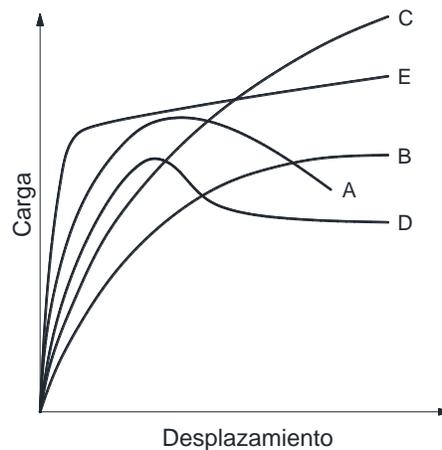


Figura IV.1 Formas típicas de curvas carga-desplazamiento (adaptado de Ibarra y Rangel, 2017)

IV.2. Criterio del 10% de la deformación de la pila

Es uno de los métodos más antiguos para la interpretación de pruebas de carga y se atribuye originalmente a Terzaghi (Poulos, 1980). En este método la capacidad de carga última de la pila corresponde a la carga que ocasiona un desplazamiento del 10% de su diámetro (D).

IV.3. Criterios de Brinch Hansen (1963)

Brinch Hansen (1963) estableció dos métodos para la interpretación de la carga última de los suelos suponiendo un comportamiento hiperbólico de la curva esfuerzo-deformación unitaria. El primero, denominado “criterio del 90%”, define la falla como el esfuerzo para el cual la deformación unitaria es el doble de la deformación correspondiente a un esfuerzo 10% menor. El segundo, llamado “criterio del 80%”, establece la falla como el esfuerzo para el cual la deformación unitaria es cuatro veces el valor correspondiente a un esfuerzo 20% menor. A pesar de que originalmente ninguno de los criterios de Brinch Hansen se formuló para el análisis de pruebas de carga en cimentaciones profundas, ambos procedimientos han sido ampliamente utilizados para la determinación de Q_u , especialmente en los países escandinavos.

IV.4. Davisson (1972)

Davisson (1972) propuso un criterio basado en resultados de pruebas de carga en pilas de 12 in (0.3 m) de diámetro, en conjunto con análisis de ecuaciones de onda y mediciones de parámetros dinámicos. Este procedimiento define la carga de falla como aquella correspondiente a un desplazamiento (Δ_c) que excede la deformación elástica de la pila por 0.15 in (4 mm) más un porcentaje su diámetro (“Quake”). El último término está relacionado con el desplazamiento requerido para movilizar la resistencia por punta y puede considerarse para la mayoría de los suelos igual a 0.1 in (2.54 mm) por 1 pie (0.3 m) de diámetro de la pila. Así, en unidades del Sistema Internacional, el criterio queda definido como:

$$\Delta_c = \frac{QL}{AE} + 4 + \frac{D}{120} \quad (mm) \quad (IV.1)$$

donde Q es la carga aplicada, L la longitud de la pila, A su sección transversal y E el módulo de elasticidad del elemento.

IV.5. Hirany y Kulhawy (1989)

Hirany y Kulhawy (1989) definieron la carga última como el punto en el que la curva carga-desplazamiento se vuelve lineal luego de una curva denominada “región de transición”. Según los autores, dicha condición se alcanza usualmente para desplazamientos en la cabeza del 4% del diámetro de la pila.

IV.6. O’Neill y Reese (1999)

El criterio de O’Neill y Reese (1999) se fundamenta en datos experimentales de 122 pruebas de carga en pilas en E.U.A. y se utiliza en el manual de la Federal Highway Administration FHWA88

(1999). En este caso, se establece que la capacidad de carga última se alcanza para un desplazamiento en la cabeza igual al 5% del diámetro de la pila.

IV.7. Ng *et al.* (2001)

Ng *et al.* (2001) propusieron un nuevo método para interpretar la carga última de pilas de gran diámetro (0.6 – 1.8 m). Este criterio es similar al presentado por Davisson (1972) y toma en cuenta el acortamiento elástico del elemento y la deformación requerida para la movilización de la resistencia por punta. La ecuación correspondiente a pilas construidas en suelos es:

$$\Delta_c = \frac{1}{2} \frac{QL}{AE} + 0.045D \quad (\text{IV.2})$$

El factor $\frac{1}{2} \frac{QL}{AE}$ se determinó a partir de mediciones en 28 pilas instrumentadas.

ANEXO V. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE LA PILA PROPUESTA EN LOS ANÁLISIS TERMO-HIDRO-MECÁNICOS

V.1. Introducción

En este anexo se resumen en tablas los cálculos realizados para determinar de la capacidad de carga de la pila de 0.6 m de diámetro y 15 m de longitud considerada en los análisis termo-hidro-mecánicos efectuados en la parte principal de esta tesis. Los métodos presentados corresponden a los criterios empíricos basados en resultados de la prueba de penetración estándar (SPT) detallados en el apartado 3.3 y el Anexo III.

V.2. Criterio de Reese y Wright (1977)

Tabla V.1 Capacidad por fricción lateral según Reese y Wright (1977)

Estrato	Δz (m)	$\Delta z/2$ (m)	z_p (m)	N_{60}	f_s (tsf)	f_s (kPa)	A_s (m ²)	C_f (kN)
A	1.8	0.9	0.9	17	0.50	47.88	3.39	162
B	3	1.5	1.5	22	0.65	61.96	5.65	350
C	4.8	2.4	2.4	27	0.79	76.04	9.05	688
D	3	1.5	1.5	29	0.85	81.68	5.65	462
E	2.4	1.2	1.2	50	1.47	140.82	4.52	637
Total								2300

Tabla V.2 Capacidad por punta según Reese y Wright (1977)

Profundidad (m)		N_{60}	$N_{60, prom}$	f_p (tsf)	f_s (kPa)	A (m ²)	C_p (kN)
Superior	Inferior						
15.0	15.6	50/27	50	33.33	3192	0.283	903
15.6	16.2	-					
16.2	16.8	50/29					

$$Q_u = 2300 + 903 = 3203 \text{ kN}$$

V.3. Criterio de Decourt (1995)

Tabla V.3 Capacidad por fricción lateral según Decourt (1995)

Estrato	Δz (m)	$\Delta z/2$ (m)	z_p (m)	N_{60}	f_s (kPa)	A_s (m ²)	C_f (kN)
A	1.8	0.9	0.9	17	34.6	3.39	117.3
B	3.0	1.5	1.5	22	43.0	5.65	242.9
C	4.8	2.4	2.4	27	51.4	9.05	464.7
D	3.0	1.5	1.5	29	54.7	5.65	309.4
E	2.4	1.2	1.2	50	90.0	4.52	407.2
Total							1542

Tabla V.4 Capacidad por punta según Decourt (1995)

Profundidad (m)		N_{60}	$N_{60, prom}$	K_2	f_p (kPa)	A (m ²)	C_p (kN)
Superior	Inferior						
15.0	15.6	50/27	50	115	5750	0.283	1626
15.6	16.2	-					
16.2	16.8	50/29					

$$Q_u = 1542 + 1626 = 3168 \text{ kN}$$

V.4. Criterio de FHWA88 Modificado

Tabla V.5 Capacidad por fricción lateral según FHWA88 Modificado

Estrato	Δz (m)	$\Delta z/2$ (m)	z_p (m)	N_{60}	β_i	γ (kN/m ³)	σ_m (kPa)	u (kPa)	σ'_m (kPa)	f_s (kPa)	A_s (m ²)	C_f (kN)
A	1.8	0.9	0.9	17	1.20	19.06	17.2	0.0	17.2	20.6	3.4	69.8
B	3.0	1.5	3.3	22	1.06	19.88	64.1	14.7	49.4	52.6	5.7	297.3
C	4.8	2.4	7.2	27	0.86	19.95	141.8	53.0	88.9	76.1	9.0	688.2
D	3.0	1.5	11.1	29	0.70	20.15	219.9	91.2	128.7	90.1	5.7	509.7
E	2.4	1.2	13.8	50	0.61	20.35	274.6	117.7	156.9	95.4	4.5	431.8
Total												1997

Tabla V.6 Capacidad por punta según FHWA88 Modificado

Profundidad (m)		N_{60}	$N_{60, prom}$	f_p (kPa)	A (m ²)	C_p (kN)
Superior	Inferior					
15.0	15.6	50/27	50	2880	0.283	814
15.6	16.2	-				
16.2	16.8	50/29				

$$Q_u = 1997 + 814 = 2811 \text{ kN}$$

V.5. Criterio de Wysockey (1999)

Tabla V.7 Capacidad por fricción lateral según Wysockey (1999)

Estrato	Δz (m)	$\Delta z/2$ (m)	z_p (m)	N_{60}	f_s (kPa)	A_s (m ²)	C_f (kN)
A	1.8	0.9	0.9	17	68.0	3.39	230.7
B	3.0	1.5	1.5	22	88.0	5.65	497.6
C	4.8	2.4	2.4	27	108.0	9.05	977.2
D	3.0	1.5	1.5	29	116.0	5.65	656.0
E	2.4	1.2	1.2	50	200.0	4.52	904.8
Total							3266

Tabla V.8 Capacidad por punta según Wysockey (1999)

Profundidad (m)		N_{60}	$N_{60, prom}$	f_p (kPa)	A (m ²)	C_p (kN)
Superior	Inferior					
15.0	15.6	50/27	50	3350	0.283	947
15.6	16.2	-				
16.2	16.8	50/29				

$$Q_u = 3266 + 947 = 4213 \text{ kN}$$

V.6. Criterio del Japanese Design Manual of Building Foundations (2001)

Tabla V.9 Capacidad por fricción lateral según Japanese Design Manual of Building Foundations (2001)

Estrato	Δz (m)	$\Delta z/2$ (m)	z_p (m)	N_{60}	f_s (kPa)	A_s (m)	C_f (kN)
A	1.8	0.9	0.9	17	42.5	3.39	144.2
B	3.0	1.5	1.5	22	55.0	5.65	311.0
C	4.8	2.4	2.4	27	67.5	9.05	610.7
D	3.0	1.5	1.5	29	72.5	5.65	410.0
E	2.4	1.2	1.2	50	125.0	4.52	565.5
Total							2041

Tabla V.10 Capacidad por punta según Japanese Design Manual of Building Foundations (2001)

Profundidad (m)		N_{60}	$N_{60, prom}$	f_p (kPa)	A (m ²)	C_p (kN)
Superior	Inferior					
15.0	15.6	50/27	50	10000	0.283	2827
15.6	16.2	-				
16.2	16.8	50/29				

$$Q_u = 2041 + 2827 = 4868 \text{ kN}$$

V.7. Criterio de FHWA10

Tabla V.11 Capacidad por fricción lateral según FHWA10

Estrato	Δz (m)	$\Delta z/2$ (m)	z_p (m)	N_{60}	φ (°)	σ'_m (kPa)	σ'_p (kPa)	K_p	K_o	β_i	f_s (kPa)	A_s (m ²)	C_f (kN)
A	1.8	0.9	0.9	17	32.4	17.2	260.6	3.25	1.99	1.24	21.31	3.4	72.29
B	3.0	1.5	3.3	22	33.8	49.4	304.2	3.45	1.22	0.81	39.83	5.7	225.24
C	4.8	2.4	7.2	27	35.3	88.9	344.0	3.66	0.93	0.65	57.40	9.0	519.34
D	3.0	1.5	11.1	29	36.0	128.7	359.0	3.74	0.76	0.54	69.59	5.7	393.54
E	2.4	1.2	13.8	50	45.0	156.9	497.8	4.77	0.74	0.64	99.81	4.5	451.51
Total												1662	

Anexo V. Cálculo de la capacidad de carga de la pila propuesta en los análisis termo-hidro-mecánicos

Tabla V.12 Capacidad por punta según FHWA10

Profundidad (m)		N_{60}	$N_{60, prom}$	f_p (kPa)	A (m ²)	C_p (kN)
Superior	Inferior					
15.0	15.6	50/27	50	2880	0.283	814
15.6	16.2	-				
16.2	16.8	50/29				

$$Q_u = 1662 + 814 = 2476 \text{ kN}$$