

CONTENIDO

	Página
CONTENIDO.....	1
RESUMEN.....	5
ABSTRACT.....	5
AGRADECIMIENTOS.....	5
LISTA DE SÍMBOLOS.....	5
PRÓLOGO.....	5
CAPÍTULO 1.....	5
1.1 OBJETIVOS.....	5
1.2 EL FENÓMENO DE LA CONSOLIDACIÓN DE SUELOS.....	5
1.3 EL PROBLEMA DE LOS SUELOS NO SATURADOS.....	5
1.4 PROPIEDADES ENTRE LAS FASES Y RELACIONES ENTRE ELLAS.....	5
1.4.1 Fases componentes.....	5
1.4.2 Propiedades de las fases individuales.....	5
1.4.3 Teoría de la succión del suelo.....	5
1.4.4 Relaciones volumen - masa (Propiedades índices).....	5
1.4.5 Relaciones básicas volumen-masa.....	5
1.4.6 Cambios en las relaciones volumen-masa.....	5
1.5 VARIABLES DE ESTADO.....	5
1.5.1 Variables de estado para suelos no saturados.....	5
1.5.2 Otras combinaciones de variables de estado.....	5
1.6 LEYES DE FLUJO.....	5
1.6.1 Flujo de agua.....	5
1.6.2 -Flujo de aire.....	5
1.7 CURVA CARACTERÍSTICA SUELO AGUA.....	5
CAPÍTULO 2.....	5

2.1	OBJETIVOS.....	5
2.2	DESARROLLO DEL MODELO.....	5
2.3	ECUACIONES QUE GOBIERNAN EL PROBLEMA	5
2.3.1	Equilibrio mecánico.....	5
2.3.2	Modelo de flujo I: Fase Agua	5
2.3.3	Modelo de flujo II: Fase Aire	5
2.4	DEFORMACIÓN DEL PORO DE AGUA Y DEL PORO DE AIRE.....	5
2.5	EL MODELO MATEMÁTICO PROPUESTO	5
2.6	APLICABILIDAD GENERAL.....	5

CAPÍTULO 3..... 5

3.1	OBJETIVOS.....	5
3.2	EL ANÁLISIS NO LINEAL.....	5
3.3	LA DEFORMACIÓN.....	5
3.4	MEDIDAS DE DEFORMACIONES.....	5
3.5	MEDIDAS DE TENSIONES.....	5
3.6	MOVIMIENTOS SUPERPUESTOS DE CUERPO RÍGIDO. OBJETIVIDAD.....	5
3.7	INFLUENCIA DE LA OBJETIVIDAD EN LAS ECUACIONES CONSTITUTIVAS.....	5
3.8	FORMA DÉBIL DE LA ECUACIÓN DE EQUILIBRIO EXPRESADA EN TASAS.....	5
3.9	ECUACIONES CONSTITUTIVAS HIPER E HIPOELÁSTICAS.....	5
3.10	MODELO NO LINEAL HIPOELÁSTICO.....	5
3.11	PROPUESTA PARA MODELO NO LINEAL HIPOELÁSTICO.....	5
3.12	ELASTOPLASTICIDAD.....	5
3.13	TEORÍA DE PLASTICIDAD EN TÉRMINOS DE TENSIONES CO-ROTADAS.....	5
3.14	PLASTICIDAD EN TENSIONES CO-ROTADAS Y LA ISOTROPÍA.....	5

CAPÍTULO 4..... 5

4.1	OBJETIVOS.....	5
4.2	LAS TENSIONES NO LINEALES EN LA MASA DE SUELO.....	5
4.3	FORMA DÉBIL DE LA ECUACIÓN DE EQUILIBRIO EN LA MASA DE SUELO NO SATURADO.....	5
4.4	CRITERIO DE PLASTIFICACIÓN PARA SUELOS SATURADOS.....	5
4.5	ALGORITMO DE RETORNO. MÉTODO DE PLANO CORTANTE.....	5
4.6	INTRODUCCIÓN A UN CRITERIO DE PLASTIFICACIÓN PARA SUELOS NO SATURADOS.....	5
4.7	EVOLUCIÓN DEL MODELO. REPRESENTACIÓN GRÁFICA.....	5
4.8	CONSIDERACIONES PARA ESPACIOS CO-ROTADOS.....	5

CAPÍTULO 5..... 5

5.1	OBJETIVOS.....	5
-----	----------------	---

5.2	SOBRE EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS.....	5
5.3	FORMA DISCRETA DE LAS ECUACIONES (2.5-13).....	5
5.4	FORMA DISCRETA DE LAS ECUACIONES (3.8-6).....	5
5.5	INTEGRACIÓN EN EL TIEMPO DE (3.8-6).....	5
5.6	FORMA DISCRETA DE LAS ECUACIONES (4.3-1).....	5
5.7	INTEGRACIÓN EN EL TIEMPO DE (5.3-1).....	5
CAPÍTULO 6.....		5
6.1	OBJETIVOS.....	5
6.2	INTRODUCCIÓN.....	5
6.3	DIAGRAMA DE FLUJO PARA SUELOS NO SATURADOS.....	5
6.4	ALGORITMO DE RETORNO DE PLANO CORTANTE.....	5
CAPÍTULO 7.....		5
7.1	OBJETIVOS.....	5
7.2	ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DEL MODELO DE GRANDES DEFORMACIONES.....	5
7.2.1	Ejemplo 1: Material elástico confinado con carga en la parte superior.....	5
7.2.2	Ejemplo 2: Viga bi-empotrada con comportamiento elástico y carga uniforme.....	5
7.2.3	Ejemplo 3: Comportamiento elastoplástico de una viga empotrada con carga concentrada en el medio.....	5
7.2.4	Ejemplo 4: Consolidación saturada unidimensional.....	5
7.2.5	Ejemplo 5: Consolidación saturada unidimensional no lineal.....	5
7.2.6	Ejemplo 6: Viga de material ortotrópico.....	5
7.3	ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DEL MODELO PARA SUELOS NO SATURADOS.....	5
7.3.1	Ejemplo 1: Problema de consolidación unidimensional.....	5
7.3.2	Ejemplo 2: Problema de consolidación bidimensional. Zapata corrida.....	5
7.4	ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL.....	5
7.4.1	Ejemplo 1: Análisis de una viga empotrada-libre.....	5
7.4.2	Ejemplo 2: Análisis de un perfil normal.....	5
7.4.3	Ejemplo 3: Viga metálica de chapa doblada.....	5
7.5	ANÁLISIS PLÁSTICO DE SUELOS NO SATURADOS. APLICACIÓN TRIDIMENSIONAL.....	5
7.5.1	Ejemplo 1: Problema de consolidación unidimensional usando un modelo tridimensional.....	5
7.5.2	Ejemplo 2: Problema de consolidación tridimensional.....	5
CAPÍTULO 8.....		5
8.1	OBJETIVOS.....	5
8.2	SOBRE EL MODELO DE CONSOLIDACIÓN DE SUELOS NO SATURADOS.....	5
8.3	SOBRE EL MODELO NO LINEAL PARA MATERIALES EN GENERAL.....	5
8.4	SOBRE EL MODELO NO LINEAL PARA CONSOLIDACIÓN.....	5
8.5	SOBRE EL ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL.....	5
8.6	SOBRE EL PROGRAMA FECCUND.....	5
8.7	SOBRE LOS EJEMPLOS PRÁCTICOS RESUELTOS.....	5
8.8	RECOMENDACIONES PARA DESARROLLOS POSTERIORES.....	5
REFERENCIAS.....		5

RESUMEN

En esta Tesis se desarrolla un modelo matemático, y el correspondiente programa computacional de elementos finitos, para la descripción del comportamiento no lineal, tanto físico como geométrico, de las arcillas blandas compresibles no saturadas semejantes a las comúnmente encontradas en la región del Nordeste Argentino. Inicialmente se formula un modelo que resuelva el problema de consolidación basado en la combinación de diferentes estados de tensión de la masa de material geológico. Para la parte no lineal, se trabaja en principio en forma genérica para cualquier sólido continuo elastoplástico, con una descripción hipoeástica del material basada en magnitudes co-rotadas. Posteriormente, para poder representar el comportamiento de las arcillas no saturadas, se extiende el modelo a materiales porosos no saturados. Se aplica el Método de los Elementos Finitos para obtener la forma discreta o algebraica de las ecuaciones diferenciales desarrolladas. Se resuelven diferentes ejemplos, incluyendo problemas de análisis de estructuras, cuyas soluciones se conocen previamente, por medio de los cuales se puede inferir que tanto los modelos por separado como en conjunto reproducen adecuadamente casos prácticos conocidos por lo que las hipótesis han sido verificadas.

ABSTRACT

The main goal of the present work is to develop a mathematical model, and the corresponding finite element program, for the description of the physical and geometrical non linear mechanical behavior of non saturated soft compressible clay-type soils commonly found in the North East Region of Argentina. For the soil consolidation mathematical model, an approach based on the geological mass stress state combination is developed. Concerning with the non linear simulation, in the first place a hypoelastic description based on co rotated stress for any elastoplastic solid is carried out. Afterwards, this description is extended to non saturated porous materials. To obtain the discrete or algebraic form of the precedent equations, the Finite Element Method is applied. Many different examples, including structural analysis problems, for which previous solutions are known, were solved and through encouraging results it can be stated that for both separated and assembled mathematical models, the practical cases are adequately simulated and therefore, the hypotheses were verified.

AGRADECIMIENTOS

Al personal del Departamento de Mecánica Aplicada, que siempre han puesto a mi entera disposición todos los recursos para que esta Tesis sea llevada adelante, y especialmente ha sido durante muchos años su Director, Ing. Mario P. Favretto, pilar fundamental de las Carreras de Postgrado de la Facultad de Ingeniería.

A Pablo Beneyto, Juan Manzollillo y Javier Mroginski, mis alumnos de Maestría, sin los cuales nunca hubiera culminado este trabajo. Ellos han sido y son la fuerza que muchas veces me abandona y el mejor ejemplo de se debe abrir un sendero para que otros lo hagan un camino.

A mi director, el Dr. Ing. Armando M. Awruch que desde siempre ha sido el ejemplo a seguir en mi carrera de investigador y cuya capacidad para abordar una diversidad impresionante de problemas diferentes nunca ha dejado de sorprenderme.

Al cuerpo integrante de la Comisión de Postgrado de la Facultad de Ingeniería, por su interminable paciencia.

A las autoridades de la Facultad de Ingeniería y de la Universidad Nacional del Nordeste, por su apoyo económico.

A mis padres, porque recién después de mucho tiempo me di cuenta de que su insistencia en relación al estudio tenía sobrados fundamentos...

Finalmente, un profundo agradecimiento a mi esposa y mis hijos, porque la única manera de alcanzar las metas a largo plazo, es contar con el amor y el apoyo incondicional de los seres más cercanos y a mi eso, me ha sobrado.....

y , al igual que como me sentí al terminar mi tesis de Magíster, debo decir:

MISIÓN CUMPLIDA!

LISTA DE SÍMBOLOS

Si bien a lo largo del texto se define toda la simbología a medida que se la utiliza, a continuación se ofrece, para revisiones rápidas, una lista de símbolos indicando lo que representan y las páginas donde fueron definidos.

Esta simbología tiene un formato uniforme a lo largo de todo el texto y se corresponde con el comúnmente utilizado en la mayoría de las publicaciones, así por ejemplo, las letras **negritas** se utilizan para la notación tensorial (o matricial compacta) de los tensores y arreglos en general (matrices y vectores), mientras que las letras en *cursivas* con subíndices a la derecha se utilizan para la notación indicial de los mismos. Las variables en general son escritas en *cursiva* y las funciones en letra normal.

Símbolo	Significado	Definido en página	Símbolo	Significado	Definido en página
$\Delta(\bullet)$	Incremento de la magnitud (\bullet)	5	ϕ^*	Pendiente de la línea de estados críticos en el plano $p' - q$	5
$(\dot{\bullet})$	Tasa de la magnitud (\bullet)	5	ϕ	Coefficiente de fricción interna del suelo en la configuración actual	5
∇	Operador gradiente espacial	5	$\bar{\phi}$	Coefficiente de fricción interna del suelo en la configuración co-rotada	5
$\{\bullet\}$	Vector en notación de Voigt	5	$\bar{\phi}^*$	Coefficiente ϕ^* en términos de $\bar{\tau}'$	5
$[\bullet]$	Matriz en notación de Voigt	5	ϑ	Método parámetro ϑ	5
$(\bullet)^E$	Parte elástica de la magnitud (\bullet)	5	η	Relación de variables del criterio de Estados Críticos Modificado	5
$(\bullet)^P$	Parte plástica de la magnitud (\bullet)	5	∂B	Contorno de la geometría inicial B	5
α	Constante de Biot	5	$\partial_t B$	Contorno de B con fuerzas prescriptas	5
β	Relación $\{\mathbf{L}\} - \{\dot{\mathbf{u}}\}$	5	$A; \bar{A}$	Multiplicador plástico	5
β	Variable de endurecimiento (coeficiente de Awruch – Di Rado)	5	μ, λ	constantes de Lamé	5
χ	Coefficiente del criterio de Estados Críticos Modificado	5	μ_w	Viscosidad dinámica de agua	5
δ_{ij}	Delta de Kroenecker	5	θ_w, w	Contenido de agua	5
$\bar{\epsilon}$	Deformación logarítmica simétrica	5			
ϵ_v^P	Deformación volumétrica plástica	5			
φ	Función movimiento o deformación	5			

Símbolo	Significado	Definido en página	Símbolo	Significado	Definido en página
θ	Tercer invariante del criterio de Estados Críticos Modificado	5	\mathbf{C}^τ	Tensor constitutivo de $\boldsymbol{\tau}^{\nabla c} \equiv L_v \boldsymbol{\tau}$ y \mathbf{D}	5
$\bar{\theta}$	Invariante θ expresado en términos de la tensión $\bar{\boldsymbol{\tau}}'$	5	$\bar{\mathbf{C}}^\tau$	Tensor constitutivo de $\dot{\bar{\boldsymbol{\tau}}}$ y $\bar{\mathbf{D}}$	5
Θ	Parámetro para cálculo de derivadas en el tiempo	5	$\mathbf{C}^{\sigma \nabla}$	Tensor constitutivo de $\boldsymbol{\sigma}^\nabla$ y \mathbf{D}	5
ρ	Densidad de masa	5,5	$\mathbf{C}^{\tau \nabla}$	Tensor constitutivo de $\boldsymbol{\tau}^\nabla$ y \mathbf{D}	5
$\boldsymbol{\sigma}$	Tensor de tensiones Cauchy	5	\mathbf{C}'	Tensor constitutivo función de $\boldsymbol{\tau}$ y \mathbf{D}	5
$\boldsymbol{\sigma}^{\nabla J}$	Tasa de Jaumann de Cauchy	5	\mathbf{C}''	Tensor const. función de $\boldsymbol{\tau}$, \mathbf{W} y $\boldsymbol{\Omega}$	5
$\boldsymbol{\sigma}^{\nabla T}$	Tasa de Truesdell de Cauchy	5	\mathbf{C}'''	Tensor const. función de $\boldsymbol{\tau}$, \mathbf{L} y $\boldsymbol{\Omega}$	5
$\boldsymbol{\sigma}^\nabla$	Tasa objetiva genérica de Cauchy	5	$\hat{\mathbf{C}}^\tau$	Tensor const. \mathbf{C}^τ con simetría menor	5
$\boldsymbol{\sigma}'$	Tensión efectiva (o de la fase sólida) de Cauchy	5	$\bar{\mathbf{C}}_{EP}^\tau$	Tensor constitutivo de $\dot{\bar{\boldsymbol{\tau}}}$ y $\bar{\mathbf{D}} \equiv \dot{\bar{\boldsymbol{\varepsilon}}}$	5
$\boldsymbol{\tau}$	Tensor de tensiones de Kirchhoff	5	\mathbf{C}^{sim}	Parte simétrica del tensor const. \mathbf{C}'''	5
$\bar{\boldsymbol{\tau}}$	Tensor co-rotado de la tensión de Kirchhoff	5	\mathbf{C}^{asim}	Parte asimétrica del tensor const. \mathbf{C}'''	5
$\boldsymbol{\tau}^{\nabla J}$	Tasa Jaumann de Kirchhoff	5	\bar{C}_i	Coefficientes componentes del vector de flujo plástico $\bar{\mathbf{a}}$	5
$\boldsymbol{\sigma}^{\nabla G}$	Tasa Green Naghdi de Cauchy	5	C^*	Ordenada al origen de la línea de estados críticos	5
$\boldsymbol{\tau}^{\nabla G}$	Tasa Green Naghdi de Kirchhoff	5	\bar{C}^*	Coefficiente C^* en función de $\bar{\boldsymbol{\tau}}'$	5
$\boldsymbol{\tau}^\nabla$	Tasa objetiva genérica de Kirchhoff	5	C	Concentración de aire	5
$L_v \boldsymbol{\tau}$	Derivada de Lie de Kirchhoff	5	\mathbf{D}	Tensor tasa de deformación	5
ν	Coefficiente de Poisson	5	$\bar{\mathbf{D}}$	Tasa de deformación co-rotada	5
$\boldsymbol{\Omega}$	Tensor de giro	5	D_i	Coefficiente difusión de gas.	5
$\bar{\mathbf{a}}$	Dirección del flujo plástico en la configuración co-rotada	5	DIV	Operador divergencia material	5
$\bar{\mathbf{a}}_i$	Comp. vector de flujo plást. $\bar{\mathbf{a}}$	5	\mathbf{e}	Deformación lineal espacial	5
a	Abscisa al origen de la línea de estados críticos	5	e	Relación de vacíos del suelo	5
\bar{a}	Coefficiente a expresado en términos de		e_0	Relación de vacíos inicial del suelo	5
\bar{A}	Parámetro de plasticidad co-rotado	5	\mathbf{E}	Tensor de deformación de Green	5
\mathbf{A}	Vector material fuerzas de inercia	5	E	Módulo de elasticidad de Young	5
\mathbf{b}	Vector espacial fuerzas de masa	5	\bar{f}	Función o tensión efectiva de fluencia configuración co-rotada	5
\mathbf{B}	Configuración geométrica inicial	5	f	Función o tensión efectiva de fluencia configuración actual	5
$\tilde{\mathbf{B}}$	Vector material fuerzas de masa	5	\mathbf{F}_{ext}	Fuerzas nodales externas	5
\mathbf{B}	Relación $\{\mathbf{D}\} - \{\dot{\mathbf{u}}\}$	5	\mathbf{F}_{int}	Fuerzas nodales internas	5
\mathbf{c}	Función desplazamiento rígido	5	\mathbf{F}	Gradiente de deformación	5
c	Coefficiente de cohesión del suelo	5	\bar{F}	Superficie de fluencia en la configuración co-rotada	5
c_s	Compresibilidad del grano de suelo	5	\bar{g}	Tensión de comparación (límite elástico)	5
\bar{c}	Coefficiente de cohesión en la configuración co-rotada	5	h_w	Carga hidráulica	5
$\mathbf{C}^{\sigma J}$	Tensor constitutivo de $\boldsymbol{\sigma}^{\nabla J}$ y \mathbf{D}	5	I_1	Primer invariante del tensor $\boldsymbol{\sigma}$	5
\mathbf{C}^{SE}	Tensor constitutivo de $\dot{\mathbf{S}}$ y $\dot{\mathbf{E}}$	5			

Símbolo	Significado	Definido en página	Símbolo	Significado	Definido en página
\bar{I}_1	Primer invariante del tensor $\bar{\boldsymbol{\tau}}$	5	p^c	Succión matricial	5
J	Determinante Jacobiano	5	p'	Primer invariante del criterio de Estados Críticos Modificado	5
J_2	2do invariante del desviador de $\boldsymbol{\sigma}$	5	\bar{p}'	Invariante p' en términos de $\bar{\boldsymbol{\tau}}'$	5
\bar{J}_2	2do invariante del desviador de $\bar{\boldsymbol{\tau}}$	5	p_{co}	Pre-consolidación o límite elástico del criterio de Estados Críticos Modificado	5
J_3	3er invariante del desviador de $\boldsymbol{\sigma}$	5	$\ p^c - {}^0p^c\ $	Endurecimiento suelo no-satu.	5
\bar{J}_3	3er invariante del desviador de $\bar{\boldsymbol{\tau}}$	5	q	Segundo invariante del criterio de Estados Críticos Modificado	5
J_g	Velocidad masa aire	5	\bar{q}	Invariante q en términos de $\bar{\boldsymbol{\tau}}'$	5
$\bar{\mathbf{k}}$	Variables internas de plasticidad en la configuración co-rotada	5	\mathbf{Q}	Matriz de rotación rígida	5
k, \bar{k}	Variable de endurecimiento	5	\bar{G}	Potencial plástico en la configuración co-rotada	5
k_s	Coefficiente de rigidez volumétrica de los granos	5	\mathbf{R}	Tensor rotacional	5
k_{wi}	Permeabilidad del suelo al agua	5,5,5	\mathfrak{R}	Vector residuo nodal	5
k_{gi}	Permeabilidad del suelo al aire	5	\mathbf{S}	2do. tensor de Piola-Kirchhoff	5
\mathbf{K}	Matriz de rigidez	5	S_w	Saturación del Agua	5,5
\mathbf{K}_{mat}	M. de rigidez de material	5	S_g	Saturación del Aire	5,5
\mathbf{K}_{geo}	M. de rigidez geométrica	5	t	Tiempo	5
K_m	Comp. Estructura Suelo a la Succión	5	$\bar{\mathbf{t}}$	Fuerza unitaria prescripta	5
\ln	Función logaritmo	5	$\hat{\mathbf{u}}$	Desplazamientos nodales	5
\mathbf{L}	Gradiente espacial de velocidad	5	\mathbf{u}	Desplazamiento de una partícula	5
\mathbf{m}	Vector de $\{1, 1, 1, 0, 0, 0\}$	5	\mathbf{U}	Tensor derecho de elongaciones	5
n_w	Porosidad suelo al agua	5,5	\mathbf{v}	Velocidad espacial del movimiento	5
n_g	Porosidad suelo al aire	5,5	\mathbf{v}_{wi}	Velocidad espacial del fluido	5,5
\mathbf{N}	Función interpolación del e. finito	5	\mathbf{v}_{si}	Velocidad espacial del esqueleto	5
\mathbf{N}^u	F. de inter. de los desplazamientos	5	\dot{w}	Potencia mecánica específica	5
\mathbf{N}^p	F. de inter. de la presión de poros	5	w_i	Masa Molecular de i, (i=g, aire)	5, 5
p	Presión de poros saturada	5	\mathbf{W}	Tensor de giro o vorticidad	5
$\hat{\mathbf{p}}$	Presiones de poro nodales	5	\mathbf{X}	Coordenadas materiales	5
\mathbf{P}	1er. tensor de Piola-Kirchhoff	5	\mathbf{x}	Coordenadas espaciales	5

PRÓLOGO

El presente trabajo de Tesis ha sido desarrollado por el Mag. Ing. Héctor Ariel Di Rado, bajo la dirección del Dr. Ing. Armando Miguel Awruch.

En el mismo se pretende demostrar que es posible desarrollar: (a) un nuevo modelo matemático apto para suelos de la región para describir el comportamiento mecánico ante cargas de materiales porosos con gas y líquido en sus intersticios y en condiciones isotérmicas; (b) un modelo matemático con no linealidad física y geométrica; (c) utilizar el Método de los Elementos Finitos para la integración de las ecuaciones obtenidas y posterior desarrollo del código tridimensional necesario para su resolución por medio de un computador.

Es importante aclarar que ya se han desenvuelto otros modelos que resuelven problemas semejantes al planteado aquí y que son detallados durante el capítulo correspondiente, pero estos en general son poco especializados y consecuentemente pueden no incluir totalmente el problema de nuestro interés, además de ser ofrecidos en forma de códigos comerciales de alto costo y sin posibilidades de ser modificados (sacando algunas excepciones).

Si bien lo anterior ha actuado como principal motivación para realizar el trabajo, se ha conseguido algunas ventajas adicionales que se irán detallando a lo largo de la tesis, la cual ha sido dividida en varias Capítulos con el siguiente criterio: Mientras que en el Capítulo 1 se ofrece una revisión bibliográfica de suelos no saturados, en los Capítulos 2, 3 y 4 se desarrollan, a criterio del autor, los aportes originales de este trabajo. En los Capítulos 5 y 6 se realiza la implementación computacional por elementos finitos y en los 7 y 8 se presentan ejemplos y conclusiones. Siempre al comienzo de cada Capítulo, bajo el título “OBJETIVOS”, se presenta una breve introducción que sirve de referencia rápida para que el lector se anticipe a los respectivos contenidos. Pero para una mayor comprensión de lo abarcado por la presente, se verá a continuación, con un poco mas de detalle, cada uno de ellos:

Durante el Capítulo 1 se ha expuesto una breve teoría de suelos parcialmente saturados que solo pretende remarcar los elementos sobresalientes del problema y que posteriormente serán usados para desarrollar el modelo matemático de consolidación, denominación bajo la cual se engloba al comportamiento bajo cargas de materiales granulares con uno o más fluidos en los intersticios. Sin embargo no debe esperarse que en sí, este repaso pueda constituir un curso sobre suelos parcialmente saturados cuando solo intenta ser una ayuda de memoria para quienes conozcan el tema.

En el Capítulo 2 se presenta el modelo matemático de consolidación desarrollado con una mecánica deductiva muy intuitiva que permite definir la importancia relativa que tienen las diferentes variables relevantes del problema, como por ejemplo el caso de la succión, y manifestar algunas interconexiones que quedan muchas veces encubiertas por los despliegues de formulas y expresiones.

El Capítulo 3 fue reservado para el análisis y la propuesta de soluciones, al problema no lineal geométrico que, antes de ser incorporado al problema geotécnico, debe ser revisado dado la complejidad que siempre se ve involucrada cuando se trabaja en esta área. Primeramente se enumeran tensores de tensiones y deformaciones, se indican las relaciones constitutivas que los vinculan y se da paso a la formulación hipoeástica del problema. Esta elección se debe a que si bien este camino conduce a relaciones constitutivas no simétricas (para las que se ha presentado una alternativa durante este trabajo) es la manera más natural, y a la vez más parecida, de extender el problema plástico sin no linealidad geométrica al plástico con no linealidad geométrica. Y es justamente el problema plástico el motivo del Capítulo 4. Para trabajar con plasticidad aplicada al problema de suelos no saturados, se ha de prestar especial atención al modelo de función de falla que servirá como función de tensiones y como potencial plástico. Aquí la revisión bibliográfica ofrece un abanico de alternativas (motivo de muchísimas publicaciones) y aunque durante este trabajo no se ha profundizado mucho en las distintas posibilidades que pueden presentarse a la hora de modelar plasticidad, se dan los lineamientos para una modificación que permite la extensión del modelo usado durante la Tesis de Maestría indicada en la referencia [23] para suelos saturados, a suelos no saturados.

El Capítulo 5 desarrolla la forma discreta (o algebraica) de las ecuaciones diferenciales planteadas en las secciones anteriores a través de la aplicación del Método de los Elementos Finitos para la parte espacial del problema y el método del parámetro ϑ para la integración en el tiempo. Para que este proceso sea más claro, luego de una breve mención del método en sí

mismo, se ha ido aplicando la técnica mencionada a las diferentes ecuaciones obtenidas previamente, esto es: (1) Al modelo de consolidación de suelos sin incluir no linealidad. (2) Al modelo no lineal de materiales no geológicos. (3) Finalmente al conjunto consolidación no lineal. El proceso de obtención de sistemas algebraicos de ecuaciones se ha hecho pensando siempre en el modelo tridimensional, con descripción detallada de las matrices involucradas en cada caso. Para complementar lo anterior y con miras a la implementación computacional de los sistemas algebraicos, se incluye en el Capítulo 6, una guía de los procesos involucrados en forma semejante a un diagrama de flujo muy general pero que permita individualizar los diferentes pasos que se debe dar para lograr el programa. De alguna manera se pretende que este capítulo sustituya la codificación.

En el Capítulo 7 se han resuelto varios ejemplos recorriendo los diferentes problemas afrontados durante la tesis, tratando de reproducir casos que hayan sido resueltos anteriormente y de los que se conozcan los resultados a partir de otros trabajos de manera de poder contrastar los obtenidos aquí. En lugar de desarrollar un capítulo de consecuencias o conclusiones, estas han sido incluidas a continuación de cada caso resuelto, de modo de que resulte más claro para el lector.

Por último, el Capítulo 8 resume los logros más importantes, se realizan las consideraciones finales y se enuncian los trabajos que pueden desprenderse del desarrollado durante esta Tesis.

CAPÍTULO**1****EL PROBLEMA DE LA CONSOLIDACIÓN DE SUELOS NO SATURADOS.****1.1 OBJETIVOS.**

Se presentará aquí el marco teórico general para el análisis de suelos parcialmente saturado y se darán algunos lineamientos generales del comportamiento de los suelos en estado de no saturación con énfasis a los estudios de laboratorios realizados sobre estos especímenes. Básicamente se ha tomado como referencia principalmente los trabajos de Fredlund^{27,28,29,30} quien ha desarrollado muchísima teoría en torno a observaciones experimentales, aunque también, por supuesto, se ha recurrido a otros autores. A lo largo de la revisión teórica se analizará las características físicas de cada una de las fases componentes, agua, aire y sólido, la influencia de la succión (sumamente importante en suelos no saturados) con relación a propiedades fundamentales de la masa de suelo como la permeabilidad o la porosidad y finalmente, la relación entre la succión y el grado de saturación algo imprescindible para el desarrollo del modelo matemático mostrado en el capítulo siguiente.

1.2 EL FENÓMENO DE LA CONSOLIDACIÓN DE SUELOS.

Los asentamientos experimentados por los suelos compresibles son por lo general excesivos y/o irregulares, causando daños muy serios a las estructuras que soportan, así como inestabilidades a taludes o a las presas de materiales sueltos o presas de gravedad constituidas por suelo. Se requiere entonces de rigurosos análisis, como la simulación numérica, que puedan predecir dichos efectos con procedimientos de cálculo que sean capaces de representar las no linealidades físicas y geométricas del comportamiento de la masa del suelo.

La deformación de una masa de suelo bajo carga se debe principalmente a la reducción del volumen de los vacíos, llamados poros. Si estos poros se encuentran llenos de agua, caso que se conoce como saturado, la disminución de volumen se produce cuando el agua es expulsada de dichos poros. Cuando los poros tienen además aire, caso que se conoce como no saturado, se inicia un conjunto de procesos que llevan a la disminución de los poros por eliminación de ambos componentes y por interacción entre ellos. Este proceso se denomina consolidación de suelos.

El proceso de consolidación de suelos puede ser prácticamente instantáneo o durar un largo periodo de tiempo, según sea la permeabilidad de los suelos cargados. En terrenos muy permeables como las arenas, el proceso es casi instantáneo, puesto que el agua de los poros puede drenar rápidamente. En cambio, la consolidación de arcillas o limos arcillosos es mucho más lenta, debido a la dificultad que encuentra el agua para escurrir dentro de una masa de suelo muy poco permeable, haciéndose necesario incluir al tiempo como una variable fundamental para tratar el problema. Este último caso es el analizado en el presente trabajo.

La deformación total de la masa de suelo, debido a la reducción de vacíos por la disipación de la presión de poros y a la deformación de las partículas sólidas, genera los asentamientos en superficie que afectan las estructuras fundadas sobre ese suelo. También, y como se mencionara en el comienzo, la presa de tierra ven comprometida su estabilidad general o la estabilidad de algún talud en particular.

1.3 EL PROBLEMA DE LOS SUELOS NO SATURADOS.

En el suelo en estado no saturado coexisten tres fases, sólida, líquida y gaseosa. Fredlund y Morgenstern²⁷, consideran que el suelo no saturado se puede tratar como un sistema con cuatro fases, añadiendo a las anteriormente citadas, la "membrana contráctil" producida por la interfase entre la fase líquida y la fase gaseosa como se indica en la Figura 1-1. Según dichos autores es posible hablar de esta cuarta fase por cuanto dicha interfase tiene propiedades diferentes a los materiales que la rodean y tiene unos límites definidos. Por ejemplo, la "membrana contráctil" es menos densa que el agua de la fase contigua, su conductividad térmica es mayor y sus propiedades birrefringentes son similares a las del hielo.

A efectos de este trabajo se seguirá el criterio tradicional de considerar al suelo en estado no saturado como un sistema trifásico por cuanto la "membrana contráctil" viene considerada

implícitamente al estudiar el comportamiento conjunto de las fases líquida y gaseosa con sus propiedades.

1.4 PROPIEDADES ENTRE LAS FASES Y RELACIONES ENTRE ELLAS.

A un suelo no saturado se lo define como un sistema trifásico, sin embargo, el importante rol realizado por la interfase agua – aire o “membrana contráctil” (“contractile skin”, en su terminología en inglés) ha generado su inclusión como fase adicional al considerar ciertos mecanismos físicos; si bien lo anterior es cierto, a esta fase sólo se la tendrá en cuenta teóricamente y servirá para determinar los distintos coeficientes que rigen el comportamiento del suelo.

Cuando la fase aire es continua la membrana contráctil interactúa con las partículas del suelo e influye en el comportamiento mecánico del suelo. Al dejar de ser continuo, pasando a ser burbujas de aire ocluidas, el fluido se torna significativamente compresible.

Podemos idealizar un elemento de suelo no saturado, según la Figura 1-1:

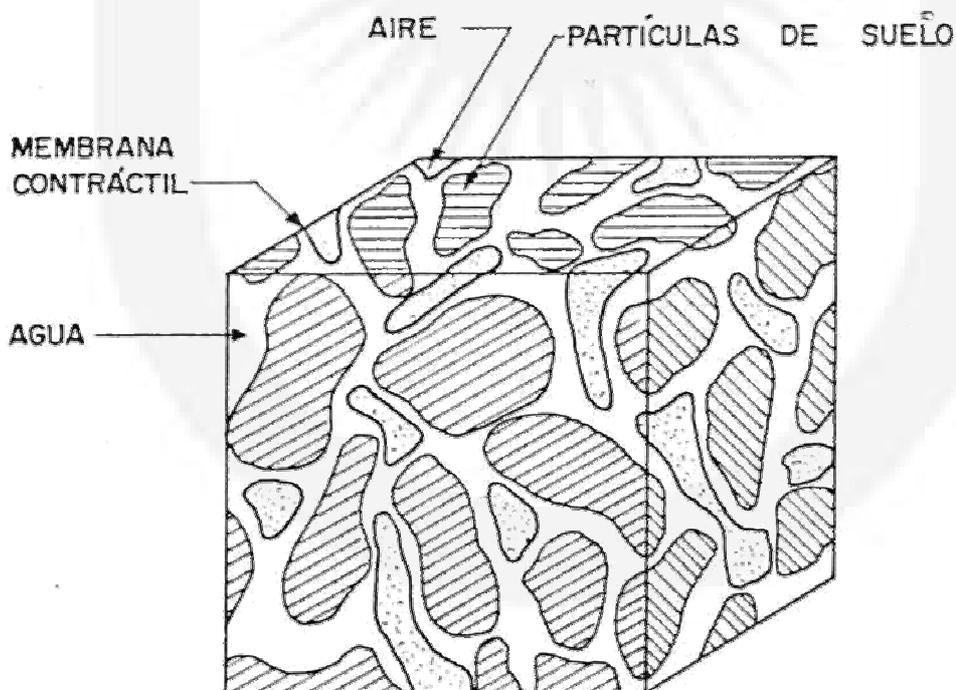


Figura 1-1: Fases de un suelo no saturado según Fredlund & Morgenstern²⁷ (1977).

y representarlo esquemáticamente, según la Figura 1-2:

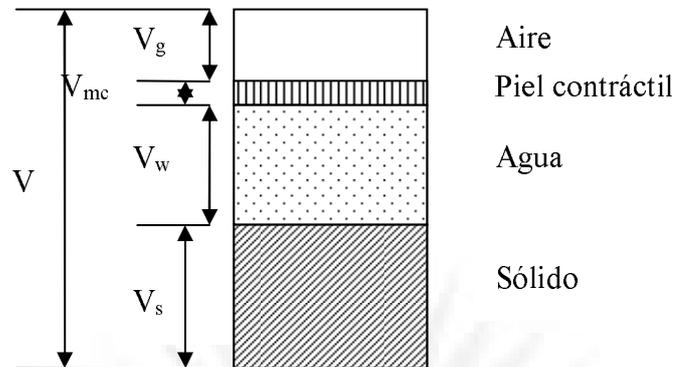


Figura 1-2 Representación esquemática de las 4 fases.

Mientras que la figura anterior muestra un riguroso diagrama de cuatro fases para suelos no saturados, esquematizando la muestra idealizada, la figura siguiente muestra un diagrama simplificado o trifásico, que será usado para describir las propiedades volumen – masa debido a que el espesor de la membrana contráctil, que es del orden de unas pocas moléculas, no influyen en la determinación de estas propiedades:

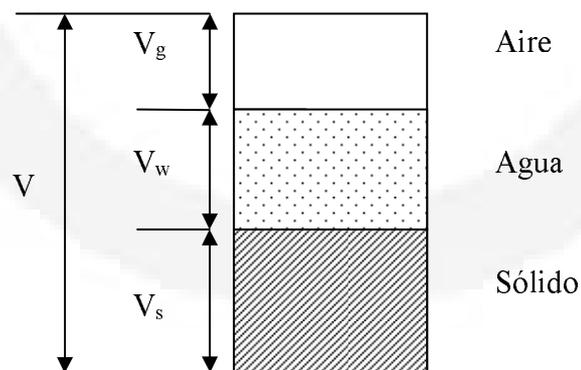
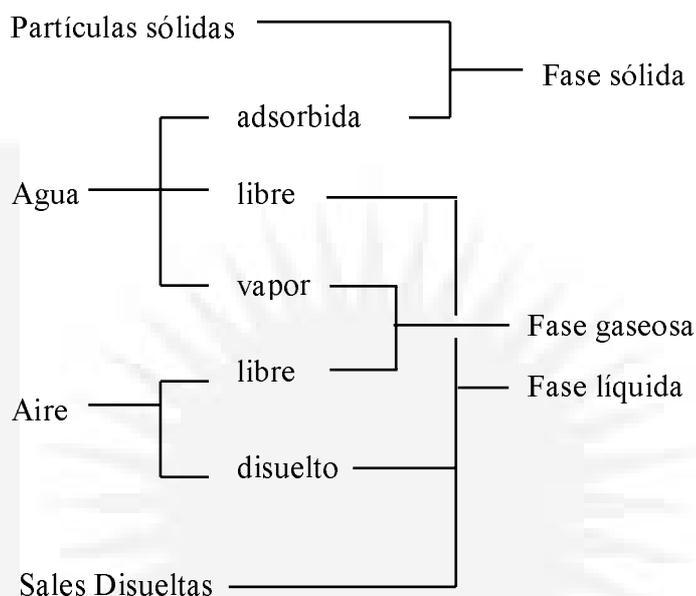


Figura 1-3 Representación esquemática de las 3 fases.

1.4.1 Fases componentes

Mediante el siguiente esquema podemos visualizar la composición de las fases de un suelo no saturado:



- Fase sólida

Las partículas de suelo, que componen la fase sólida, pueden presentar características altamente variables de unas a otras. Propiedades como su tamaño (granulometría), forma, textura, composición mineralógica, configuración cristalográfica, etc. pueden ser fundamentales en su comportamiento mecánico. Es conocida, por ejemplo, la influencia que tienen las cargas eléctricas de las partículas, su capacidad de cambio catiónico o la formación y variación de la capa doble difusa (capa formada por agua y sales que no puede ser separada hidrodinámicamente). Recordar que la teoría de la capa doble difusa trata de explicar las fuerzas de los contactos en función del tipo de estructura floculada (de tipo abierta, con numerosos contactos cara-borde) o dispersa. Considerando esta teoría, las caras de las partículas de arcilla están cargadas negativamente, mientras que los bordes, positiva y negativamente, de este modo se generan los contactos cara borde o borde-borde.

La estructura de las partículas sólidas es especialmente importante en el caso de suelos en estado no saturado debido a la influencia que tiene en el efecto del estado tensional provocado en las interfases entre dichas partículas, el agua y el aire. Así, por ejemplo, la compactación

por el lado seco o húmedo de lo que sería el punto óptimo puede producir estructuras distintas con la consecuente respuesta diferenciada.

En consecuencia la estructura del suelo es un factor de gran importancia para predecir su respuesta y se puede decir, de acuerdo con Lambe & Whitman⁴⁶, que el conocimiento de la composición de sus partículas individuales, si bien proporciona datos básicos de su comportamiento, tiene pocas relaciones útiles con la mencionada estructura.

De todo ello se deduce la dificultad de obtener el comportamiento macroestructural del suelo a partir de sus propiedades microestructurales. Se han elaborado, sin embargo modelos que relacionan uno y otro nivel en aspectos parciales.

- **Fase líquida**

La fase líquida la compone fundamentalmente el agua. Químicamente este agua se puede clasificar en tres tipos: el agua higroscópica, adsorbida en la partícula o formando parte de la capa doble difusa, que no puede ser separada por acciones hidrodinámicas, el agua capilar, condicionada por las fuerzas capilares del suelo, y el agua gravitacional, que puede ser separada en condiciones de drenaje libre por gravedad. Las dos últimas son las que se pueden mover por acciones hidrodinámicas (agua libre) (Lambe & Whitman⁴⁵).

El agua puede contener sales disueltas que aportan cationes a la capa doble difusa. Es conocida la influencia que la existencia y calidad de estos cationes puede tener en el comportamiento del suelo, pudiendo provocar notables variaciones volumétricas o de resistencia. Algunos autores⁴⁶ indican como la reducción de sales en el agua intersticial puede provocar alta sensibilidad en el suelo, pudiendo provocar inestabilidades de grandes masas de terreno.

- **Fase gaseosa**

La fase gaseosa está fundamentalmente compuesta por aire. Una característica importante del aire es su compresibilidad, en contraste con la incompresibilidad con que habitualmente se trata el agua. Como es sabido, el comportamiento de los gases y concretamente la relación entre su volumen, la presión y la temperatura, puede ser aproximada para intervalos pequeños y niveles bajos de presión por medio de la ley general de los gases perfectos.

Interacción entre las fases

Existen interacciones entre las fases líquida y gaseosa. Por una parte el agua está en equilibrio con su vapor, que forma parte de la fase gaseosa. La presión de vapor, o presión a la que el líquido y su vapor están en equilibrio depende de diversos factores como son la temperatura, la presión parcial del aire o la curvatura de la superficie del líquido (ecuación de Kelvin).

De este capítulo se podrá concluir la gran dificultad que significa el deducir comportamientos macroestructurales generales a partir de estudios microestructurales. En realidad éste es un problema poco resuelto y entraña una tremenda complejidad, aunque en ocasiones las características microestructurales puedan derivar comportamientos cualitativos en las formulaciones.

1.4.2 Propiedades de las fases individuales

Antes de abordar el tema del comportamiento de un sistema de suelo, conviene entender las propiedades básicas de las partículas de suelo, aire, agua y membrana contráctil, de la que solo se trata la tensión superficial.

Densidad y volumen específico:

Cada fase del sistema tiene su propia densidad ρ , obtenida a partir del diagrama anterior; a la inversa de la densidad se la denomina volumen específico; también usaremos habitualmente el peso específico ($\gamma = g \cdot \rho$)

a) Partículas sólidas

La densidad de las partículas sólidas, se define como:

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s} \quad (1.4-2)$$

Pero a la misma se la expresa generalmente a partir de una variable adimensional denominada gravedad específica G_s ; definida como la relación entre la densidad de las partículas de suelo y la del agua a 4 °C, bajo ciertas condiciones de presión atmosférica. En el sistema Internacional se la denomina densidad relativa de las partículas de suelo.

-Gravedad específica o densidad relativa de las partículas de suelo

$$G_s = \frac{\rho_s}{\rho_w} \quad (1.4-3)$$

b) Fase agua

Se define su densidad como:

$$\rho_w = \frac{M_w}{V_w} \quad (1.4-4)$$

donde ρ_w será definida a seguir.

c) Fase aire

La densidad y el volumen específico del aire puede expresarse respectivamente como:

$$\rho_g = \frac{M_g}{V_g} \quad \text{y} \quad v_{g0} = \frac{V_g}{M_g} \quad (1.4-5)$$

El aire se comporta como mezcla de varios gases, además de una cantidad variable de vapor de agua. La mezcla se denomina aire seco cuando no hay vapor de agua, y aire húmedo cuando tiene vapor de agua.

Puede considerarse que el aire seco o húmedo se comporta como un gas “ideal” bajo las presiones y temperaturas comúnmente encontradas en ingeniería geotécnica.

Tensión superficial

La interfase agua – aire (o membrana contráctil) posee una propiedad denominada tensión superficial. El fenómeno de la tensión superficial resulta a partir de fuerzas intermoleculares que actúan sobre las moléculas en la membrana contráctil, estas fuerzas son diferentes a las actuantes en las moléculas en el interior del agua, según la Figura 1-4.

Una molécula en el interior del agua experimenta fuerzas iguales (no desbalanceadas) en todas direcciones. Una molécula de agua de la membrana contráctil experimenta una fuerza desbalanceada hacia el interior del agua. Para que la membrana contráctil esté en equilibrio, deberá generarse una fuerza de tensión a lo largo de la membrana contráctil. A la propiedad de ejercer esta tensión se la denomina tensión superficial y es tangencial a la superficie de la membrana contráctil.

La tensión superficial hace que la membrana contráctil se comporte como una membrana elástica. Este comportamiento es igual al de un globo inflado que tiene una presión mucho mayor adentro que afuera. Si una membrana bidimensional flexible está sujeta a presiones diferentes de cada lado, ésta asume una curvatura cóncava hacia el lado de mayor presión y ejercerá una tensión en la membrana hasta restablecer el equilibrio. La diferencia de presión a través de la